

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

MAI 1960

Treizième année, N° 149

SOMMAIRE

	Pages
J. DELARUE, Fluage et béton précontraint	425
Série : Essais et mesures (46)	
J. CHEMIN, Procédés d'exécution d'aqueducs souterrains	447
Série : Travaux publics (65)	
M. ALBIGES, J. GOULET, Contreventement des bâtiments	473
Série : Théories et méthodes de calcul (38)	
Documentation technique réunie en décembre 1959 — janvier 1960	501
Série : Documentation technique (149)	
W. OLSZAK, A. SAWCZUK, Théorie de la capacité portante des constructions non-homogènes et orthotropes (analyse et synthèse)	517
Série : Théories et méthodes de calcul (39)	
J. PERCHAT, Y. SAILLARD, Compte rendu des essais effectués en vue de fixer les conditions d'emploi des aciers à haute adhérence des treillis soudés et des tôles déployées	537
Série : Béton. Béton armé (58)	

En supplément

- N. I. 59. — Documents Techniques Unifiés.
N. I. 60. — Les mesures acoustiques dans le bâtiment.
Mesures en œuvre.
N. T. 52. — Le foisonnement et le tassement des terres.

**CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE**
9, RUE LA PÉROUSE, PARIS (XVI^e)

**LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS**
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
4, 6, RUE DU COLONEL-DRIANT, PARIS (1^{er})

**CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT**
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**
(Société à responsabilité limitée au capital de 30 000 NF)

C. C. P. PARIS 8524-12

9, rue La Pérouse, PARIS-XVI^e

Tél. : PAS. 13-40

VIENT DE PARAÎTRE :

LES TRAVAUX DE RAVALEMENT

Guide pratique

Édité sous l'égide de la Fédération Nationale du Bâtiment
et de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

Dispositions réglementaires édictées en
matière d'entretien des immeubles —
Considérations générales — Dans quel
esprit envisager un ravalement? —
Comment l'effectuer?

Ce fascicule peut être envoyé gratuitement sur simple demande
Service de Renseignements Techniques par téléphone
POI 25-25.
9, rue La Pérouse, Paris (16^e).

ANNONCES

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT

L'agrément des matériaux nouveaux dans le cadre européen.

Le développement probable du commerce des matériaux et équipements de construction à travers l'Europe du marché commun pose le problème des jugements de qualité des matériaux nouveaux qui ne peuvent, en raison de cette nouveauté, faire encore l'objet de normes ou de cahiers des charges.

C'est un problème que la France a résolu par le système de l'agrément que délivre le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. Ce système intéresse un certain nombre de nos partenaires du marché commun et d'autres pays comme l'Espagne par exemple.

Les 27 et 28 janvier derniers, une première réunion à Paris a groupé, pour aborder ce problème, les représentants de l'Institut National du Logement de Bruxelles, de l'Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento de Madrid, du Ministère italien des Travaux Publics, du Conseil National italien de la Recherche, de l'Associazione Nazionale dei Costruttori Edili italienne, de l'Associazione Nazionale Ingegneri e Architetti Italiani et de l'Associazione Italiana Prefabbricazione.

L'idée a été retenue d'une union internationale pour l'agrément et des accords bilatéraux sont en préparation entre le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment et différents instituts étrangers.

CENTRE TECHNIQUE DU BOIS

Nous rappelons à nos lecteurs que le Centre Technique du Bois publie un Bulletin d'Informations Techniques trimestriel, destiné aux exploitants forestiers, aux scieurs, aux industriels du Bois et aux utilisateurs.

Ce périodique, d'ordre essentiellement pratique, a pour objet de signaler les inventions et les « recettes » intéressant les Professions du Bois.

Il se compose de huit rubriques consacrées aux questions suivantes

- Activités du C.T.B.
- Matières premières et matériaux.
- Outillage et procédés de mise en œuvre.
- Organisation, aménagement et manutention.
- Exploitation forestière.
- Le bois dans le bâtiment.
- Ameublement.
- Emballage.

Les comptes rendus illustrés des grandes manifestations internationales, foires, expositions, inaugurations sont donnés avec les références des présentations.

Le Centre Technique du Bois envoie gracieusement à chaque professionnel ou utilisateur un spécimen complet, sur simple demande adressée à son Bureau de la diffusion, 10, avenue de Saint-Mandé, Paris 12^e.

UTILISATION DE L'ACIER INOXYDABLE 18/8 DANS L'ARCHITECTURE AMÉRICAINE D'AUJOURD'HUI

Tel est le sujet d'une série de conférences qu'un architecte Américain spécialiste de ces questions, M. G. E. Danforth, viendra donner en Europe en septembre prochain et qui traiteront des plus récentes applications de l'acier inoxydable 18/8 en architecture aux États-Unis.

M. Danforth, après avoir été Président de la division Architecture de la « Western Reserve University », est maintenant le successeur du célèbre architecte Mies Van der Rohe à la direction de l'École d'Architecture de l'« Illinois Institute of Technology » à Chicago.

L'une de ses conférences sera donnée à Paris sous les auspices de M. Duvaux, Président de l'Ordre des Architectes, et de M. Robert Morizot, Président délégué à la Chambre Syndicale des Aciers Fins et Spéciaux.

(Suite page 3 de la couverture)

40
SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MAI 1960

Treizième Année, N° 149

Série : *ESSAIS ET MESURES* (46)

FLUAGE ET BÉTON PRÉCONTRAINT

par

M. J. DELARUE,

Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Directeur du Laboratoire Public d'Essais et d'Études Casablanca-Maroc

*Extrait du Bulletin RILEM n° 4
Octobre 1959*

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS



FLUAGE ET BÉTON PRÉCONTRAIN

J. DELARUE

Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Directeur du Laboratoire Public d'Essais et d'Études
Casablanca-Maroc

RÉSUMÉ

Des essais ont été entrepris pour comparer le retrait et le fluage d'un béton précontraint, d'une part sur une poutre de 28 m de longueur faisant partie du tablier d'un pont, d'autre part sur des prismes de 1 m de longueur conservés en hygrométrie sensiblement constante. En laboratoire on faisait varier les dimensions transversales des éprouvettes et l'âge du béton au moment du chargement. On a séparé dans les deux cas les déformations de retrait et de fluage.

L'évolution du retrait est très différente dans les deux cas; elle est régulière sur les éprouvettes; sur la poutre en place, après un démarrage rapide, elle a une allure cyclique entre deux valeurs extrêmes avec des gonflements en hiver et des raccourcissements en été.

Dans le fluage, nous sommes amenés à distinguer deux phases :

— Dans la première phase, aussi bien pour la poutre que pour les éprouvettes, les déformations sont proportionnelles à la racine carrée du temps; la durée de cette phase est d'autant plus longue que la pièce est chargée plus jeune ou qu'elle est plus massive; le fluage est pris d'autant plus lentement que la pièce a des dimensions transversales plus grandes; toutes les lois qui caractérisent le retrait semblent s'appliquer à cette première période.

— Aux âges avancés, les éprouvettes évoluent parallèlement et ne conservent de leur histoire antérieure qu'une empreinte constante. La poutre prend son fluage plus lentement que les éprouvettes, mais la fibre supportant la même contrainte de compression que les éprouvettes semble devoir, au bout d'un temps très long, avoir un raccourcissement de fluage du même ordre que les prismes étudiés en Laboratoire.

SUMMARY

Some tests were performed to compare shrinkage and creep of the same prestressed concrete, on a bridge beam 28 m long and on prismatic samples, 1.0 m long, maintained in air with relatively constant humidity. In the laboratory tests, variation's influence of transverse dimensions and of age of concrete at the loading-time were studied. Shrinkage strains and creep strains were always dissociated.

Shrinkage progresses quite differently in the two cases; for the laboratory samples, it varies in a classical way; on the beam, in place, after a very steep start, strains vary between two extreme values, with swelling in Winter, shrinkage in Summer.

In the progression of creep, two steps can be distinguished:

— During the first step, strains are in direct proportion to the square root of time, for the beam as well as for the laboratory samples. Younger is the piece at the loading-time or greater are the transverse dimensions and longer is this step. Then, every law of shrinkage seems to be available for creep.

— Later, in the second step, creep runs in a parallel way for all laboratory samples which would keep from their youth only a constant difference. The beam creep runs a little slower but, finally, creep strains of equally stressed fibers, on beam and samples, appear to be of the same order of magnitude.

1. INTRODUCTION

Le but des essais était d'essayer de comparer l'évolution du fluage d'un béton de mêmes caractéristiques sur une poutre précontrainte faisant partie du tablier d'un pont travaillant en flexion composée (poutre en T de 28 m de longueur, 2 m de hauteur) et sur des éprou-

vettes de 1 m de longueur, conservées dans l'atmosphère du Laboratoire, travaillant en compression simple sous une contrainte de 120 kg/cm², valeur moyenne de la compression exercée dans la poutre.

Pour faciliter la comparaison,

les éprouvettes de Laboratoire étaient précontraintes avec des aciers du même type que la poutre (câbles de 8 mm de diamètre) mis en tension au même taux (100 kg/mm²) et avec le même procédé (procédé Bous-siron),

on faisait varier la dimension transversale des éprouvettes (prismes de 12,15 et 17 cm d'arête),

on réalisait la mise en précontrainte à des âges variables : 7-14-28-56 jours.

La comparaison a été facilitée par le fait que la poutre

de pont a été, après sa mise en précontrainte, maintenue en stock sur deux appuis simples pendant un an, avant d'être mise en place dans le tablier.

Les essais sont par ailleurs continués sur l'ouvrage en service.

Les éprouvettes de comparaison ont été coulées en deux fois, à un an d'intervalle. Les résultats disponibles portent sur 440 jours pour la première série, 160 jours pour la deuxième.

2. CONDITIONS DES ESSAIS

2.1. CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS

Le béton utilisé tant en place qu'au Laboratoire était un béton à haute résistance, à granulométrie discontinue, mis en place avec une vibration puissante.

La composition au mètre cube en place était la suivante :

Calcaire marbre concassé :

15 — 25 mm :	1 060 kg
2 — 5 mm :	480 kg
Sable de mer : (0,1 — 0,5 mm) :	410 kg
Ciment (Classe AFNOR 250/315) :	400 kg
Eau :	160 litres

Densité après coulage : 2 510 kg/m³

Les valeurs moyennes des résistances à la compres-

sion mesurées sur cubes de 20 cm d'arête étaient les suivantes, tant pour l'ouvrage que pour les éprouvettes :

Age	Résistance à la compression
2 jours	354 kg/cm ²
7 jours	492 kg/cm ²
28 jours	576 kg/cm ²
76 jours	604 kg/cm ²
90 jours	612 kg/cm ²

Les modules élastiques sous chargement instantanés ont été déduits, pour certains prismes et la poutre, de mesures de vitesse du son; pour d'autres éprouvettes et pour la poutre, on a déduit ce module d'une mesure directe des déformations au cours de la mise en précontrainte.

On a ainsi trouvé :

Age du béton en jours	Modules élastiques instantanés déduits de la vitesse du son		Modules élastiques instantanés déduits de mesure des déformations	
	Poutre de pont	Éprouvettes (1 ^{re} série)	Poutre de pont	Éprouvettes (2 ^e série)
2 jours		236 000 kg/cm ²		
4 jours		305 000 kg/cm ²		
7 jours		396 000 kg/cm ²		382 000 kg/cm ²
14 jours		416 000 kg/cm ²		420 000 kg/cm ²
28 jours		425 000 kg/cm ²		447 000 kg/cm ²
56 jours		436 000 kg/cm ²		476 000 kg/cm ²
68 jours			400 000 kg/cm ² (mise en précontrainte échelonnée sur 8 jours)	
507 jours	545 000 kg/cm ²		510 000 kg/cm ² (essais de chargement)	

2.2. MESURES SUR LA POUTRE DE PONT

2.2.1. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

Le pont étudié doit relier les villes de Rabat et Salé; il franchit le Bou-Regreg fleuve côtier, à moins

d'un kilomètre de son embouchure dans l'Océan Atlantique; il est donc situé en climat marin méridional.

La coupe de la poutre est donnée sur la figure n° 1; celle-ci a une forme en T avec une aile supérieure large

de 1,35 m, un talon plus réduit à la partie inférieure. Elle a les caractéristiques suivantes :

Longueur : 27,98 m dont 27,60 m de portée libre.

Hauteur : 2 m.

Poids au mètre linéaire : 2,4 t/m.

Elle est précontrainte à l'aide de 7 groupes de câbles, deux horizontaux, cinq curvilignes, chaque groupe étant tendu à près de 100 tonnes.

Sous le seul effet de la précontrainte et du poids propre elle est soumise à un effort normal constant : $N = 691$ t et à un moment fléchissant négatif variable, superposition d'un moment constant de -189 tonnes par mètre et d'un moment parabolique, maximum au centre où il est égal à -292 tonnes par mètre.

Sous l'effet des forces extérieures qui la sollicitent, la section centrale supporte théoriquement une très légère traction (-11 kg/cm²) sur la fibre supérieure, une compression de $+230$ kg/cm² sur la fibre inférieure.

2.22. HISTOIRE DE LA POUTRE

On trouvera sur la figure 1 un schéma qui résume l'histoire de la poutre.

Coulée le 30 janvier 1956, la poutre a commencé à être mise en précontrainte le 29 mars, donc à soixante jours d'âge du béton.

Les opérations ont été ralenties pour faciliter les mesures et éliminer les corrections thermiques et ont duré huit jours.

Cette poutre a été ensuite ripée sur une aire de stockage, placée sur deux rouleaux distants de la portée d'utilisation soit 27,60 m, et elle a séjourné sur place sans aucune manipulation, donc sous un système de forces extérieures constant (aux pertes de tension des câbles près) du 6 avril 1956 au 3 avril 1957, donc pendant pratiquement un an.

Pour lancer la poutre dans le pont, on la plaçait sur un appontement où un bateau venait la prendre sur deux appuis en profitant de la marée, et l'emmenait à sa place dans l'ouvrage. Les deux extrémités étant en porte-à-faux, on les soulageait par une deuxième précontrainte très provisoire qui y créait des moments positifs complémentaires. Cette opération a été effectuée le 3 avril et dès le 4 la poutre reposait sur les piles.

Le reste du tablier a été mis en place et, avant que la chaussée en béton bitumineux ne soit exécutée, on procédait aux essais de chargement et de réception du pont qui ont eu lieu les 16-17 et 18 juin 1957. Des véhicules (chars, rouleaux compresseurs, camions lourds) d'un poids total de 540 t étaient alors répartis sur les six poutres de la travée, soit en gros 90 t par poutre.

Passé cette date on a construit la chaussée et livré le pont à la circulation. Pendant toute cette période, on a observé les déformations de la poutre et les mesures se poursuivent.

2.23. LES MONTAGES

On a suivi de façon quasi-continue :

les déformations relatives de diverses fibres dans des sections voisines du milieu de la portée; les mouvements d'ensemble de la poutre, caractérisée par sa flèche et son raccourcissement.

La mesure des déformations des fibres a été effectuée à l'aide d'extensomètres électriques du type S. R. 4 collés sur les aciers de précontrainte ou placés dans des cellules noyées dans le béton, ou à l'aide d'extensomètres mécaniques mesurant les déplacements entre plots scellés sur les faces latérales de la poutre.

Les variations de flèche étaient suivies à l'aide de fils d'acier tendus à 75 kg/mm² par un ressort souple et fixés aux deux extrémités de la poutre au niveau du milieu du talon, l'un sur la face amont, l'autre sur la face aval.

Au milieu de leur portée, ces fils portaient un vernier qui se déplaçait devant une réglette graduée liée à la poutre. Le ressort permettait de compenser efficacement les dilatations thermiques. La précision est de 0,1 mm.

Les extensomètres électriques ont fonctionné aux premiers âges; ils se sont éteints par défaut d'isolement à des âges variant entre une semaine et trois mois. Tous les moyens mécaniques ont parfaitement fonctionné.

2.24. EXÉCUTION DES MESURES

Il fallait éliminer les déformations thermiques; les plus gênantes sont dues au gradient de température qui produit une différence de dilatation entre les fibres ensoleillées et les fibres à l'ombre; il en résulte des variations de flèches qui au cours d'une même journée sont, à certaines saisons, voisines du centimètre. On a éliminé cette cause d'erreur en n'effectuant les mesures qu'à l'aube, un peu avant le lever du soleil; on peut alors admettre que tout le béton est à une température uniforme et que celle-ci est sensiblement la température ambiante extérieure. Il ne restait alors qu'à corriger le mouvement de translation dû aux variations saisonnières en mesurant avec précision (à 0,1°C près) la température extérieure et en se ramenant à une température fictive fixe à partir du coefficient de dilatation thermique du matériau (10^{-5} par degré centigrade).

Il fallait aussi, pour avoir un élément de comparaison valable avec les essais de Laboratoire, dissocier retrait et fluage. On a admis que, en raison de la forme de la section qui ne comporte que des épaisseurs peu variables, le raccourcissement de retrait s'opère uniformément dans la section et qu'il n'entraîne pratiquement pas de modification de courbure. Comme pendant tout le séjour de la poutre sur stock, la contrainte de compression est pratiquement nulle sur la fibre supérieure, on peut admettre que le raccourcissement de cette fibre représente le retrait.

La lente rotation relative des sections est due par contre au seul fluage.

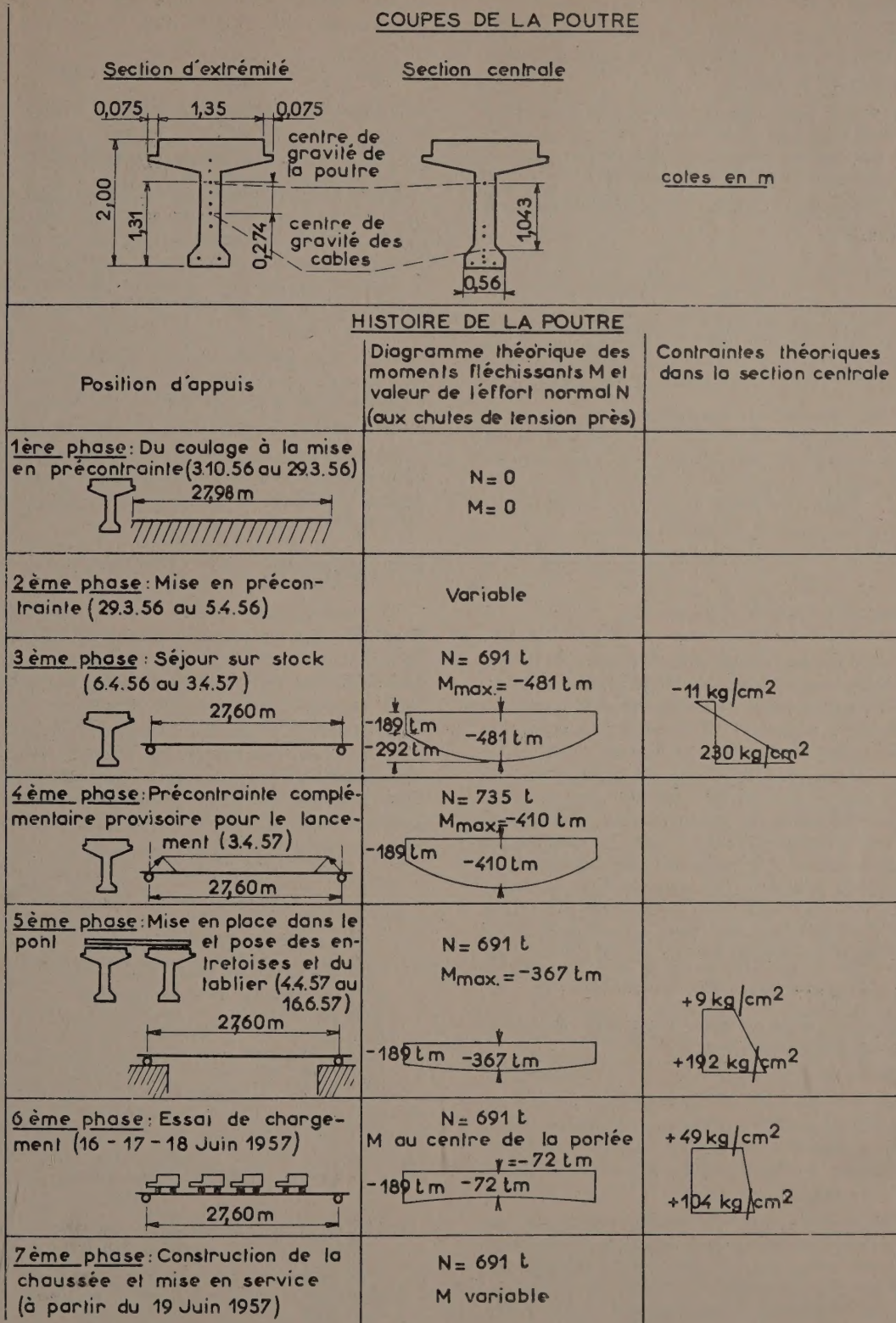


FIG. 1.

2.25. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

La flèche de la poutre est un paramètre simple, qui permet de définir sans équivoque les déformations élastiques rapides et le fluage.

La mesure de la déformation relative des diverses fibres a montré que les sections planes restaient planes; un deuxième paramètre permet de définir les mouvements : la courbure α de la section centrale.

On peut schématiser l'action des divers facteurs comme suit (fig. 2) :

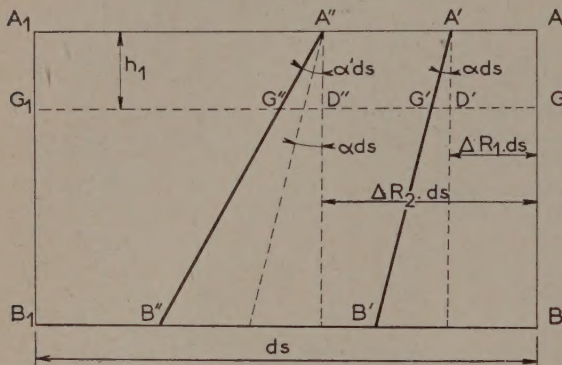


FIG. 2.

Soit A_1B_1 une section plane de référence, AB une section infiniment voisine, distante de la première de ds . Immédiatement avant mise en précontrainte, le retrait seul soit ΔR_1 s'est exercé; la section AB a subi une translation; le point A est venu en A' et

$$AA' = \Delta R_1 ds.$$

Au cours de la mise en précontrainte, l'effort de compression est pratiquement nul sur la génératrice supérieure; la section AB ne subit qu'une rotation relative autour de $A'\alpha ds$ et vient en $A'B'$. Au cours du temps, les déformations lentes amènent la section AB en $A''B''$, en provoquant une translation $A'A''$ égale à $\Delta R_2 ds$ et une rotation autour de $A''(\alpha' - \alpha) ds$.

$\Delta R_1, \Delta R_2, \dots$ caractérisent le retrait

α caractérise les déformations élastiques au cours de la mise en précontrainte.

$\alpha' - \alpha$ caractérise le fluage.

α et α' sont des courbures et ont comme dimension l'inverse d'une longueur. Nous les exprimons en centimètre puissance moins un : cm^{-1} . Pour permettre les comparaisons avec les éprouvettes nous avons défini deux autres paramètres :

le raccourcissement relatif de la fibre qui subit une contrainte de compression égale à celle des éprouvettes soit 120 kg/cm^2 ; cette valeur est facile à déduire des diagrammes donnant la position relative de deux sections infiniment voisines à divers âges;

le module de déformation, valeur qui, substituée au module élastique dans les formules de résistance des matériaux, conduirait aux déformations observées; il est à noter qu'on utilise des mesures de flèche

ou des mesures de courbure, qu'on aboutit rigoureusement aux mêmes valeurs pour ce module.

2.3. LES ESSAIS DE LABORATOIRE

2.31. LES PARAMÈTRES ÉTUDIÉS

On n'a étudié qu'un type de béton sous une contrainte de compression unique de 120 kg/cm^2 .

Dans une première série d'essais, qui a fait l'objet déjà de mesures échelonnées sur 15 mois, on étudiait l'influence de la dimension sur l'évolution du fluage. On a ainsi confectionné des prismes de 1 mètre de long, à section transversale carrée d'arête 12-15-17 cm, toutes mises en compression à leur taux définitif à 28 jours d'âge.

Dans une deuxième série d'essais qui a fait l'objet de mesures pendant six mois environ, on étudiait l'influence de l'âge du béton au moment de la mise en précontrainte, qui était effectuée à 7-14-28-56 jours.

Dans chaque cas on confectionnait trois éprouvettes identiques et les résultats indiqués sont la moyenne de trois chiffres, entre lesquels les écarts n'ont jamais été importants.

2.32. CONFECTION ET CONSERVATION DES ÉPROUVETTES

Les éprouvettes étaient des prismes de 1 mètre de hauteur; une gaine de caoutchouc placée dans l'axe ménageait un vide par lequel passaient, en nombre variable, des câbles de 8 mm de diamètre, de même type que ceux qui servaient dans le pont.

Deux plaques d'acier rigide assuraient l'égalisation des pressions. Les câbles, boutonnés à leurs deux extrémités étaient pris sur une face par un vérin muni d'un manomètre, grâce auquel on exerçait l'effort de traction souhaité; le blocage était ensuite assuré par un manchon fileté.

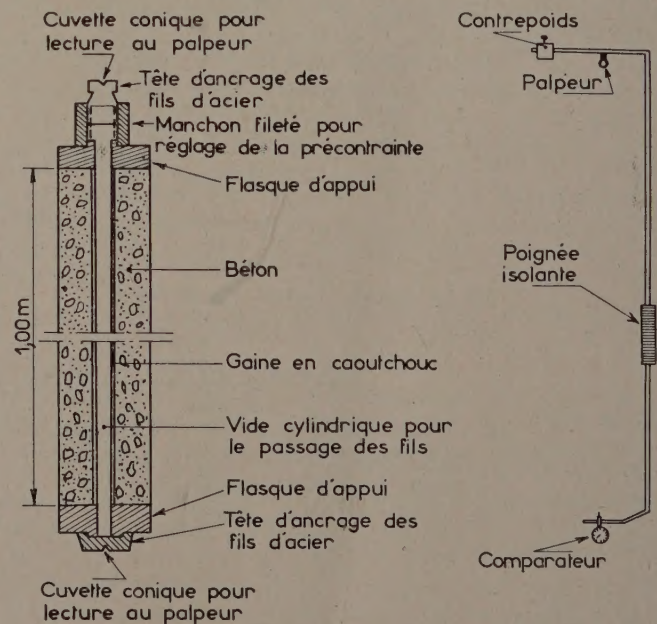


FIG. 3.

Au cours de la mise en tension des câbles les raccourcissements du béton étaient lus à l'aide d'extensomètres mécaniques sur des plots scellés sur les faces latérales.

Les éprouvettes précontraintes étaient placées à poste fixe dans une pièce close où on s'est ingénié à maintenir une hygrométrie aussi constante que possible; celle-ci était enregistrée en permanence. La mesure des déformations lentes était faite à l'aide d'une canne de mesure, tige portant en console à ses extrémités respectivement un palpeur et un comparateur, qui venaient se loger dans des cuvettes usinées placées en bout d'éprouvettes. Des barres étalon en acier et en invar permettaient les corrections classiques de température tant sur le béton que sur l'appareil de mesure.

Le schéma de l'éprouvette est représenté sur la figure 3.

Des éprouvettes de forme identique dont les têtes étaient légèrement modifiées n'étaient pas précontraintes et permettaient de suivre l'évolution du retrait.

3. MESURES SUR LA POUTRE DE PONT

3.1. LE RETRAIT

La figure 4 représente les raccourcissements relatifs, en microns par mètre de la fibre supérieure. Jusqu'au 1^{er} avril 1957, date de l'application de la précontrainte provisoire soit pendant quatorze mois, ce raccourcissement coïncide pratiquement avec le retrait; passé cette date, la contrainte de compression n'étant plus nulle à ce niveau, il représente la superposition de phénomènes complexes qu'on ne peut plus dissocier.

Le retrait s'amorce rapidement aux premiers âges caractérisés par un beau temps clair, et passe par un maximum d'environ 190 microns par mètre, 35 jours environ après le coulage, puis une période pluvieuse survenant, redescend à 120 microns par mètre à deux mois d'âge; il suit ensuite fidèlement le rythme des saisons : croissance d'avril en octobre, diminution ensuite constatée jusqu'au 1^{er} avril.

Il semble que le retrait doive osciller entre 120 et 240 microns par mètre et qu'un tel cycle soit susceptible de se reproduire à peu de choses près tous les ans.

Ces valeurs sont bien inférieures à ce que laisseraient présager les essais de Laboratoire. Les pièces massives, au moins sur la côte marocaine relativement pluvieuse, ont un comportement nettement différent des éprouvettes grêles conservées en Laboratoire dans une hygrométrie contrôlée.

La rapidité des gonflements en milieu humide, comparée à la lenteur des retraits contribue à limiter les mouvements même dans les zones climatiques où la pluviométrie n'intéresse que de courtes périodes.

3.2. LES CONTRE-FLÈCHES

La figure 5 reproduit la variation des flèches de la poutre en fonction du temps. La poutre soumise à des moments négatifs tend à se cambrer et à soulever

Le souci était de réaliser des montages qui reproduisent d'aussi près que possible les conditions du chantier; de ce fait, l'effort de compression n'était pas constant, pas plus que sur la poutre de pont; pour tenir compte de la chute de précontrainte due au raccourcissement des câbles sous l'effet du fluage, il fallait apporter des corrections calculées.

Ni l'hygrométrie ni la température n'étaient maintenues constantes; les corrections thermiques étaient faciles à apporter. Divers artifices ont été employés pour réduire les écarts dans l'humidité de l'air.

L'hygrométrie de l'air a varié de 70 à 90 %, la valeur moyenne étant proche de 80 %.

2.33. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

On a toujours séparé déformations élastiques instantanées, retrait et déformations de fluage.

On présentera tantôt les raccourcissements relatifs sous 120 kg/cm², tantôt un module de déformation ayant pour l'ensemble des déformations rapides et différées la même définition que le module-élastique pour les déformations rapides seules.

son centre, tournant sa concavité vers le bas; la mise en précontrainte avait provoqué une contre-flèche de 25,8 mm; sous l'effet du fluage le soulèvement s'est poursuivi; il atteignait 40,7 mm au bout d'un an.

Lorsque la poutre a été lancée et mise en service dans le pont, le poids du tablier et du trafic ont provoqué des déformations lentes de sens contraire mais, un an après l'ouverture du pont à la circulation, les mouvements d'ascension du centre ont repris à faible allure.

3.3. LES COURBURES

La figure 6 représente l'évolution de la courbure au voisinage du milieu de la portée. La courbe a pu être tracée à partir de graphiques reportant les raccourcissements des diverses fibres; la figure 7 en donne quelques exemples; elle reproduit les déformations relatives des diverses fibres à divers âges; l'état de la poutre immédiatement après application de la précontrainte sert de position de référence. On voit qu'à un instant donné les points représentatifs s'alignent très convenablement; les sections initialement planes restent planes. L'éventail des diverses positions de section s'ouvre régulièrement dans le temps; la fluctuation de leur point de rencontre avec la fibre supérieure traduit l'allure cyclique du retrait.

La variation de courbure, lue sur la figure 6, est très régulière et présente une grande analogie avec l'évolution des contre-flèches.

3.4. COMPARAISON DES FLÈCHES ET DES COURBURES

La résistance des matériaux permet de calculer, connaissant le système des forces extérieures et les caractéristiques géométriques de la poutre, le rapport

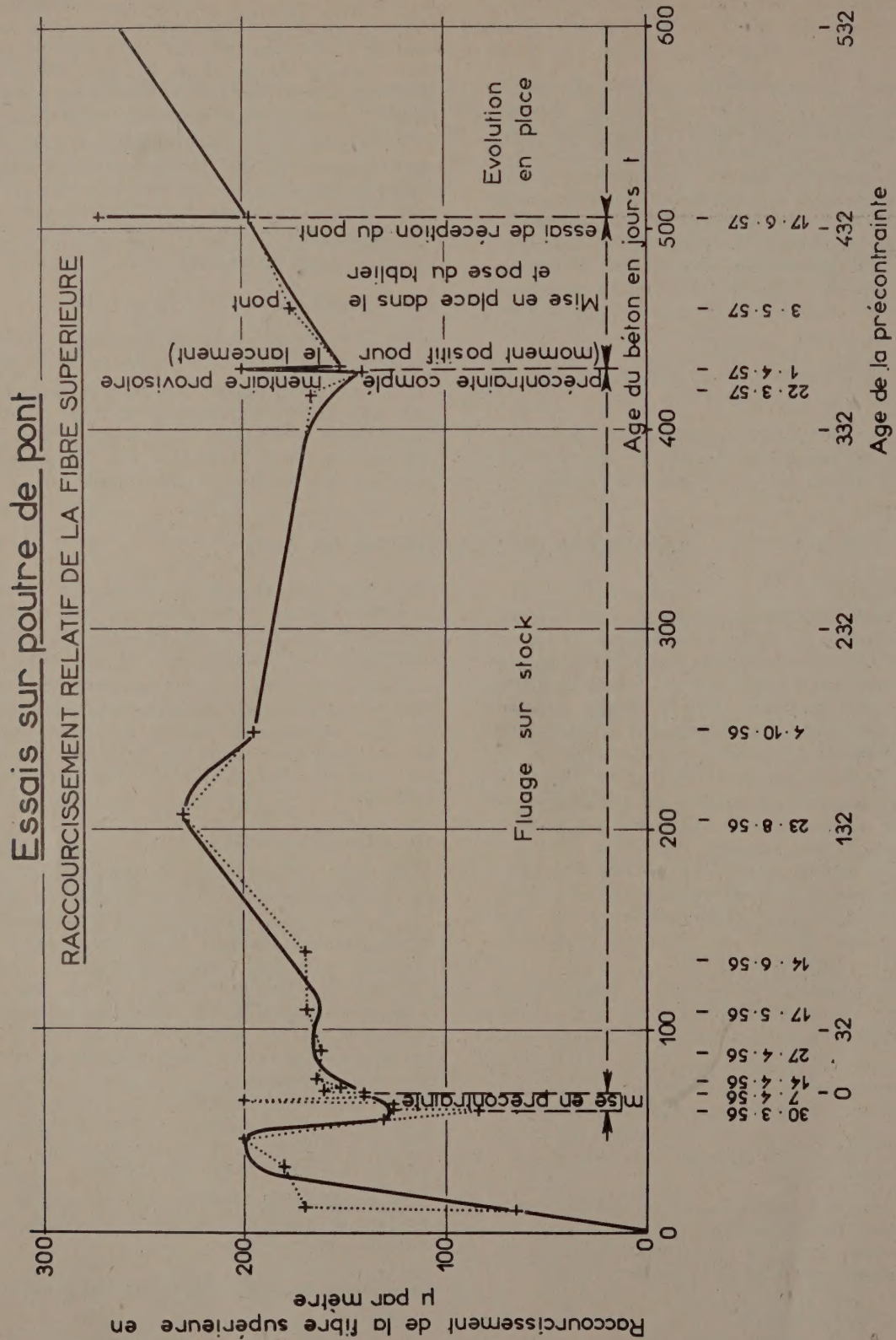


FIG. 4.

Essais sur poutre de pont

EVOLUTION DE LA CONTRE-FLECHE DANS LA SECTION CENTRALE

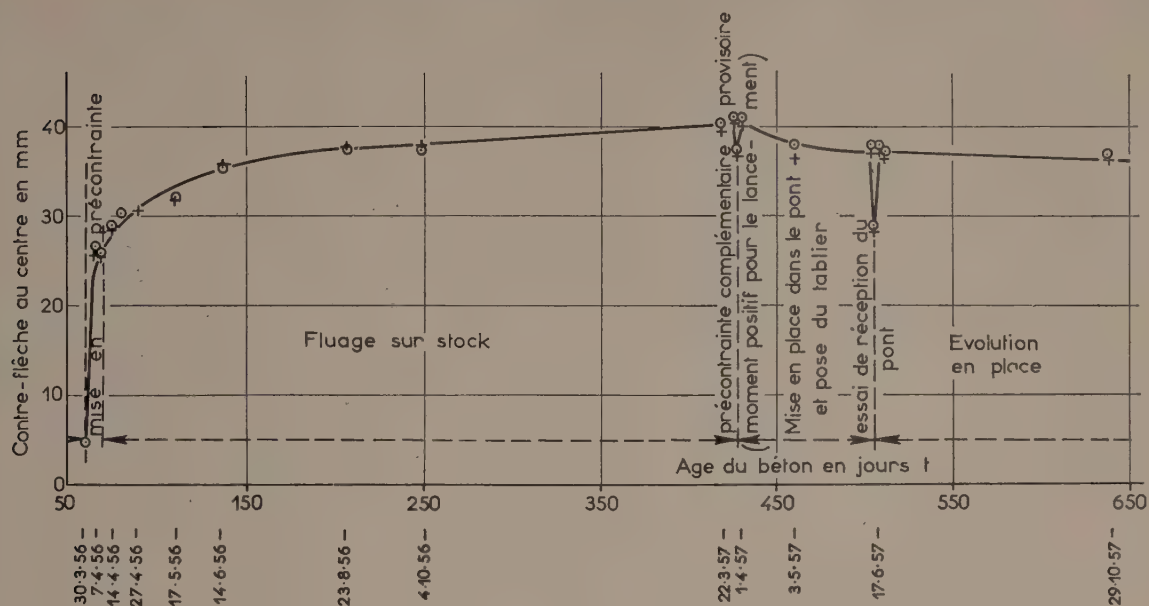


FIG. 5.

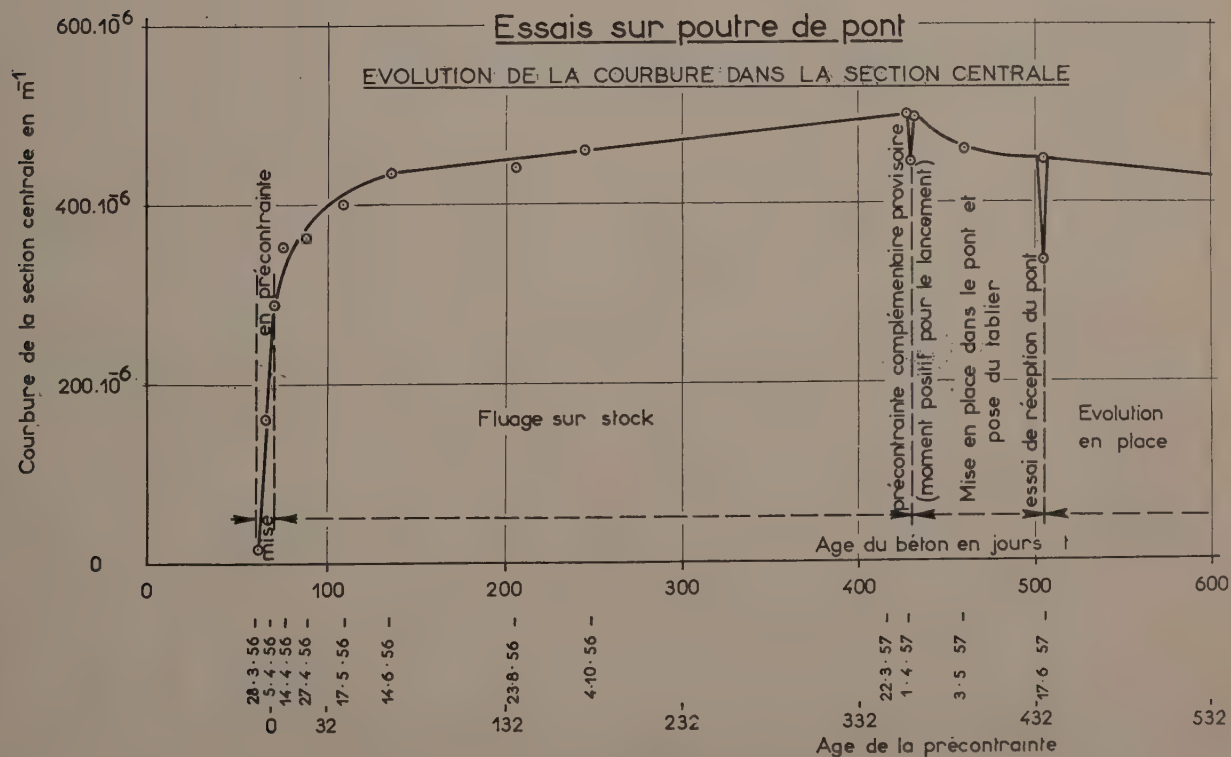


FIG. 6.

Essais sur poutre de pont

ROTATION RELATIVE DE LA SECTION CENTRALE

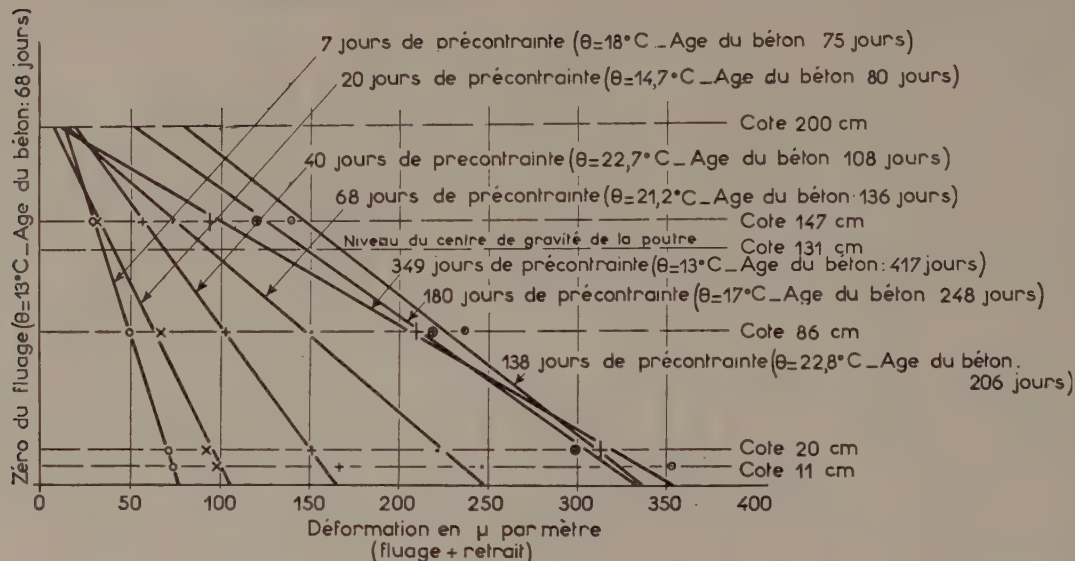


FIG. 7.

$\frac{f}{\alpha}$ de la grandeur de la flèche à celle de la courbure au cours des déformations élastiques. Ce rapport a pour dimension le carré d'une longueur et il est égal à 85 m².

On a retrouvé cette valeur très exactement au moment de la mise en précontrainte; le fluage se développant il est resté pratiquement constant (compris entre 85 et 83 m²). Les deux courbes des figures 5 et 6 sont affines entre elles.

Or la courbure étudiée ne fait intervenir que l'évolution de la section centrale; la flèche cumule les courbures de toutes les sections qui sont soumises à des moments fléchissants, donc à des champs de contrainte, différents.

La façon la plus simple de rendre compte des phénomènes est d'admettre :

- a) que le champ des contraintes n'a pas été modifié par le fluage;
- b) que, en tout point et en tout temps, les déformations lentes ont été proportionnelles aux déformations élastiques, donc aux contraintes.

3.5. MODULE DE DÉFORMATION

Il en résulterait la conclusion suivante :

Pour un béton donné, d'un ouvrage donné, on peut caractériser le fluage par un paramètre unique, fonction du temps comme seule variable; par exemple un module de déformation soit $E(t)$ qui, dans les calculs, se substituera au module élastique.

La figure 8 donne l'évolution de ce module dans le temps; on a distingué :

- le module de déformation affecté par la seule influence du fluage soit E_f .
- le module de déformation tel qu'il résulte de l'action du fluage combinée avec celle du retrait pris par le béton postérieurement à la mise en précontrainte, soit E_{fr} .
- le module de déformation corrigé pour tenir compte de la chute de tension des armatures (celle-ci a dépassé 4 %) soit E_{frt} .

On voit que le fluage a commencé pendant la mise en précontrainte; au cours des 8 jours qu'a nécessité cette opération, le module E_r est tombé d'environ 450 000 kg/cm² à 400 000 kg/cm²; il a ensuite décru régulièrement et atteignait 250 000 kg/cm² à 400 jours d'âge du béton (332 jours après mise en précontrainte).

4. LES ESSAIS DE LABORATOIRE

4.1. LE RETRAIT

La figure 9 reproduit les raccourcissements relatifs de retrait en microns par mètre, mesurés sur des prismes de 12, 15, 17 cm d'arête.

Les courbes divergent d'abord, les prismes les plus

minces se raccourcissant plus rapidement puis se regroupent pour se confondre pratiquement à partir de 400 jours. Le retrait est alors compris entre 260 et 280 microns par mètre; il semble avoir encore tendance à croître lentement; il doit tendre vers une valeur limite inférieure à 350 microns par mètre.

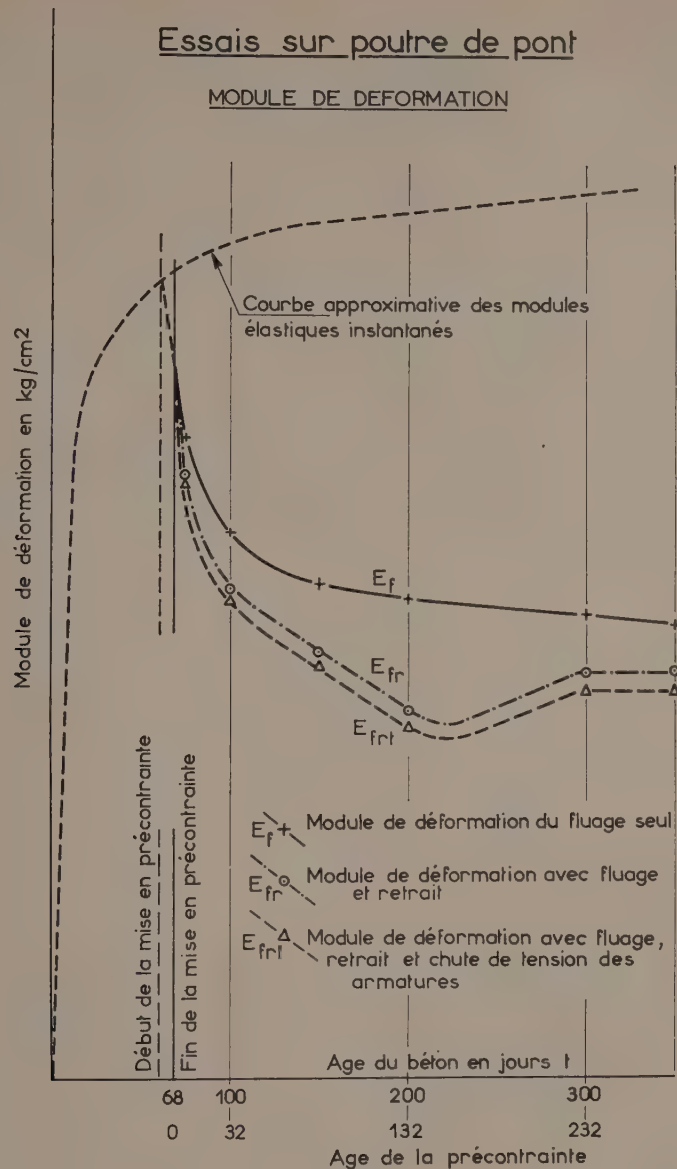


FIG. 8.

4.2. ÉVOLUTION DU FLUAGE DANS LE TEMPS

Les figures 10 et 11 indiquent l'évolution dans le temps des déformations du fluage (retrait déduit). La figure 10 est relative aux prismes d'arêtes différentes précontraints à 28 jours; la figure 11 est relative à des prismes de 15 cm d'arête précontraints à des âges différents. L'origine des temps est toujours la date d'application des efforts de compression.

On remarque que, plus de 400 jours après mise en précontrainte, les déformations lentes sont loin d'être terminées et qu'aucune asymptote n'est décelable. Le fluage se poursuit donc pendant des temps beaucoup plus longs que le retrait.

On remarque aussi que les éprouvettes d'une même série ont des comportements différents aux premiers âges et qu'elles évoluent ensuite de façon rigoureusement parallèle. Il semble que, passé un certain temps, elles ont oublié leur histoire antérieure et ne conservent des traitements subis dans leur jeunesse qu'une empreinte fixe.

Beaucoup d'auteurs ont cherché à exprimer le fluage par une formule plus ou moins complexe. Nous avons, au contraire, cherché par tâtonnements successifs à distinguer diverses phases, caractérisées chacune par une loi simple.

Essais de Laboratoire Retrait

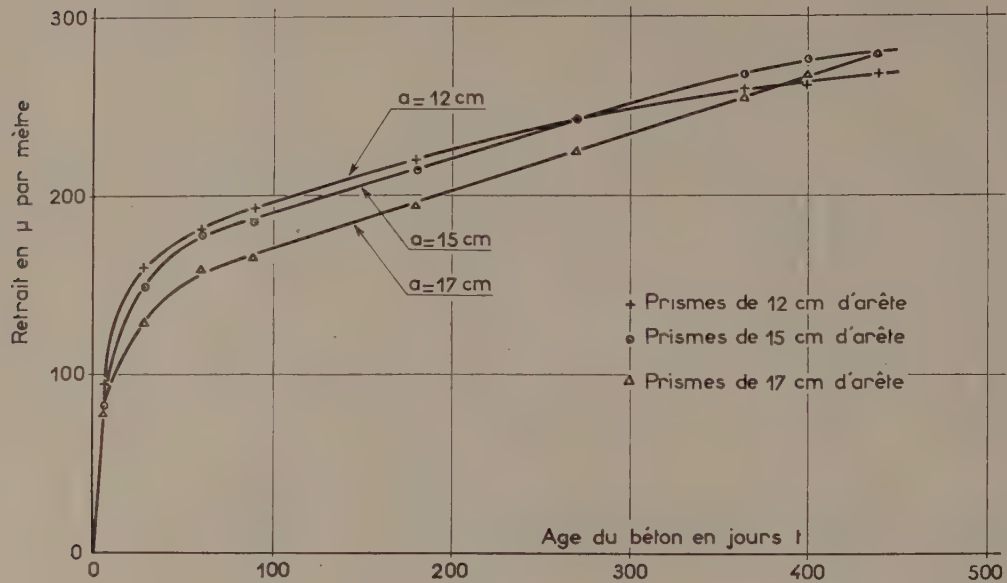


FIG. 9.

Essais de Laboratoire Fluage

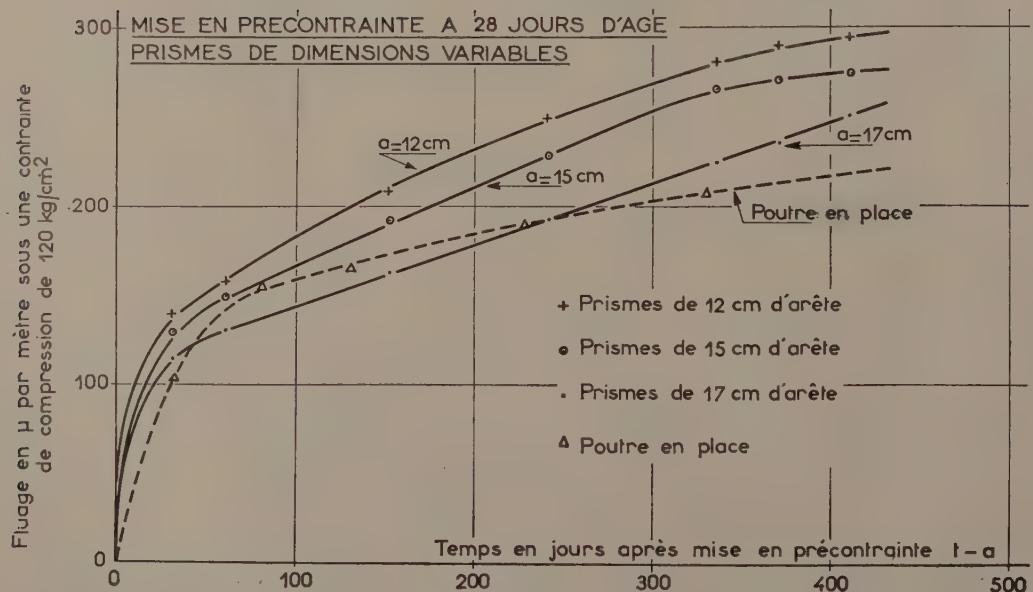


FIG. 10.

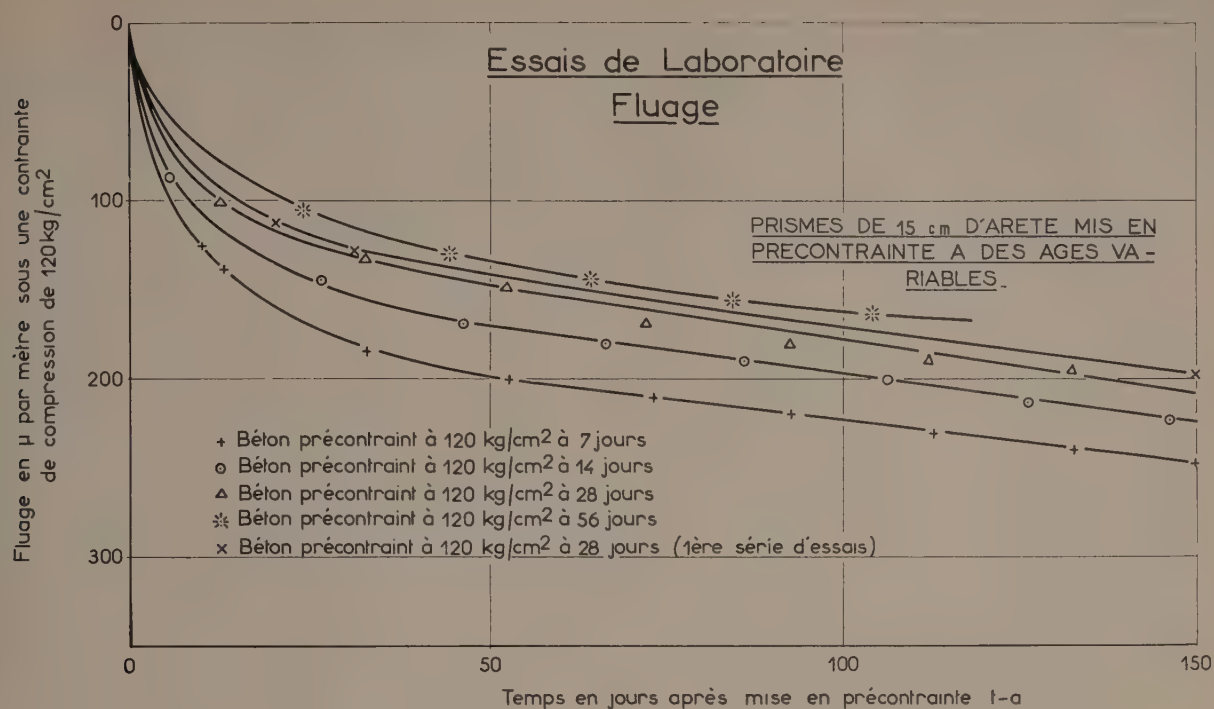


FIG. 11.

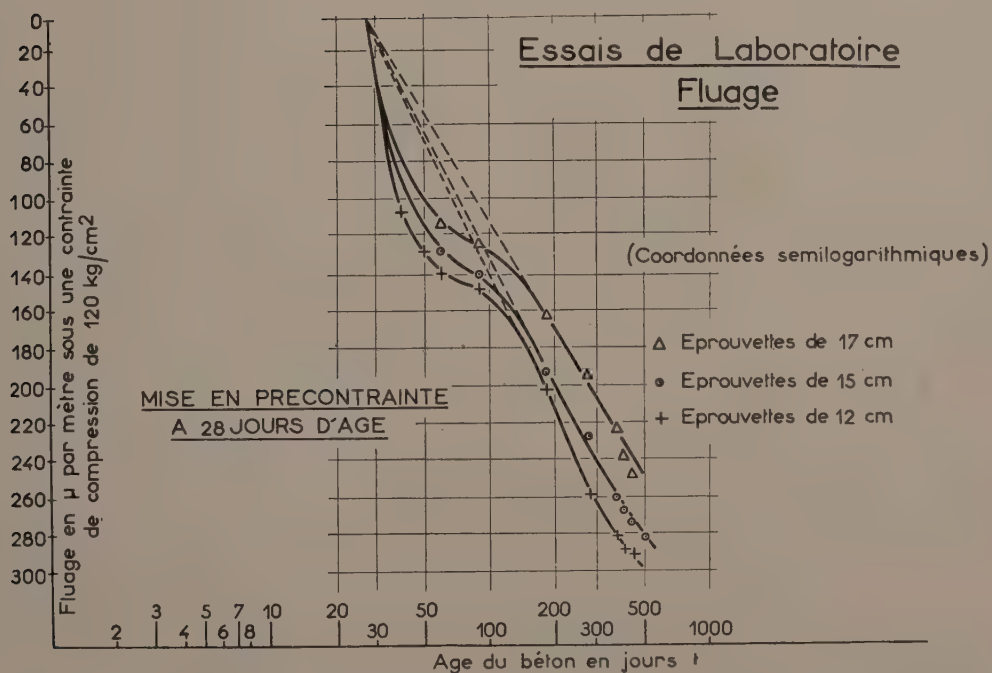


FIG. 12.

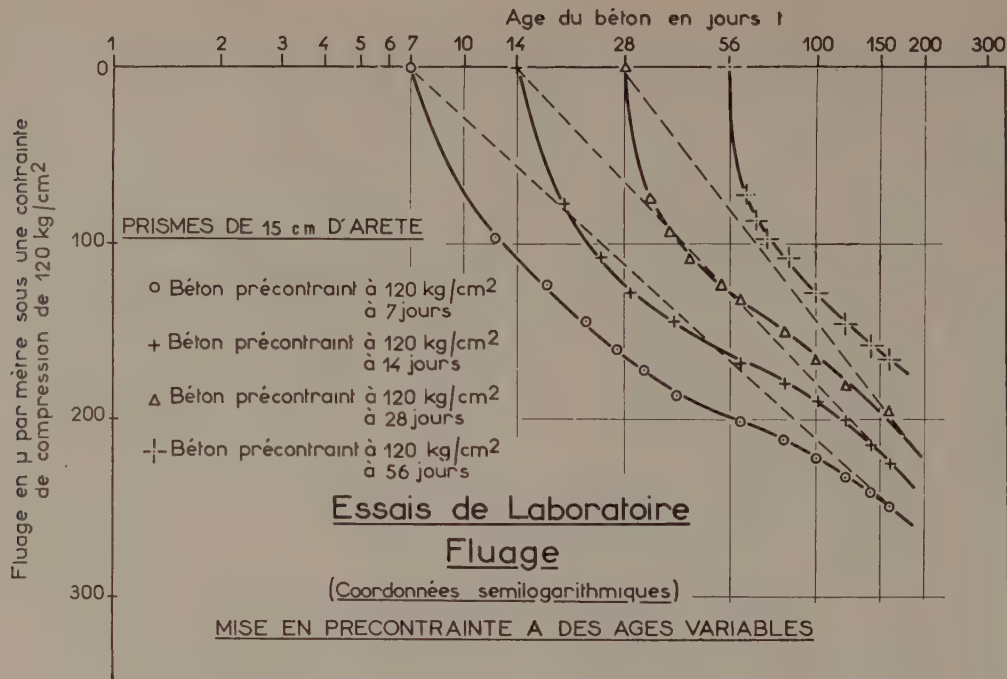


FIG. 13.

4.21. REPRÉSENTATION DU FLUAGE EN COORDONNÉES SEMI-LOGARITHMIQUES

Les figures 12 et 13 sont une transposition des figures 10 et 11 mais le temps y est reporté à une échelle logarithmique et l'origine correspond au coulage du béton et non à l'application de l'effort de compression.

On voit sur les essais qui ont pu être suivis pendant plus de 400 jours que, durant un intervalle très long (plus de 200 jours), la courbe obtenue peut être assimilée à une droite qui recoupe l'axe des temps à l'âge d'application de l'effort de compression; une loi du même type s'amorce pour les essais de la deuxième série (âge variable à la mise en précontrainte; observations faites pendant six mois).

Donc pendant une bonne partie de son déroulement, le fluage est proportionnel à

$$\log \frac{t}{a}$$

où t est l'âge du béton, a son âge à la mise en compression.

Cette loi est absolument fautive aux jeunes âges.

4.22. FLUAGE DU BÉTON AUX PREMIERS ÂGES

La loi logarithmique du type précédent est classique en Mécanique des sols dans le cas du tassement des couches argileuses; elle prend le nom de consolidation secondaire et on l'attribue au déplacement relatif des grains du squelette; elle est précédée d'une phase dite consolidation primaire où l'allure des mouvements

est assimilable à une fonction puissance du temps du type t^n où n est en général égal à $\frac{1}{2}$.

Dans ce cas, on estime que c'est la lenteur apportée à l'expulsion de l'eau par la faible perméabilité du milieu qui régit les mouvements.

Nous avons cherché si une telle loi ne pouvait s'appliquer au fluage. Les graphiques 14 et 15 représentent l'évolution du phénomène avec une échelle des temps proportionnelle à \sqrt{t} . On y a reporté également les observations faites sur la poutre.

On voit qu'on peut, au début, assimiler très correctement dans ce mode de représentation la courbe à une droite passant par l'origine.

La durée de validité d'une telle loi est d'autant plus grande que la pièce est chargée plus jeune; elle s'applique également à la poutre et, pour cette pièce massive, elle s'applique pendant un temps beaucoup plus long (2 mois environ) que pour les minces éprouvettes.

Nous ne voudrions pas pousser trop loin l'analogie avec la Mécanique des sols; si pendant cette première phase c'est l'expulsion d'eau qui freine le mouvement, il ne peut s'agir que de l'essorage de la pâte de ciment et non d'une évacuation vers l'atmosphère, le béton au moment de sa mise en précontrainte étant loin d'être saturé.

4.23. VALEUR FINALE DU FLUAGE

On a cherché, à partir des observations faites pendant plus de 400 jours à tirer le fluage final sous 120 kg/cm².

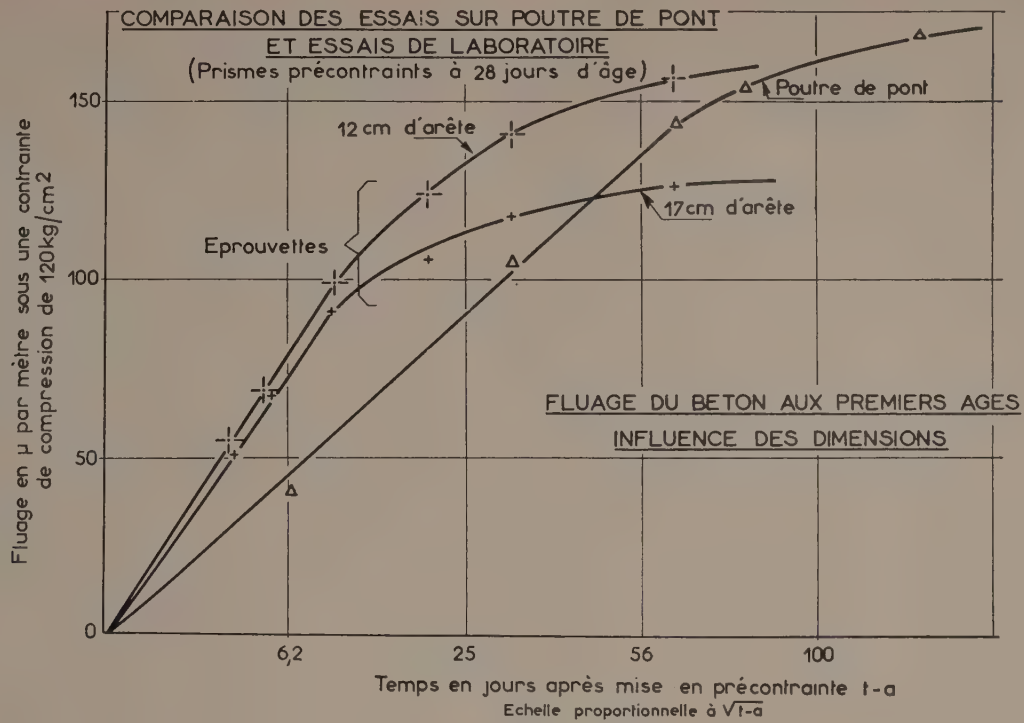


FIG. 14.

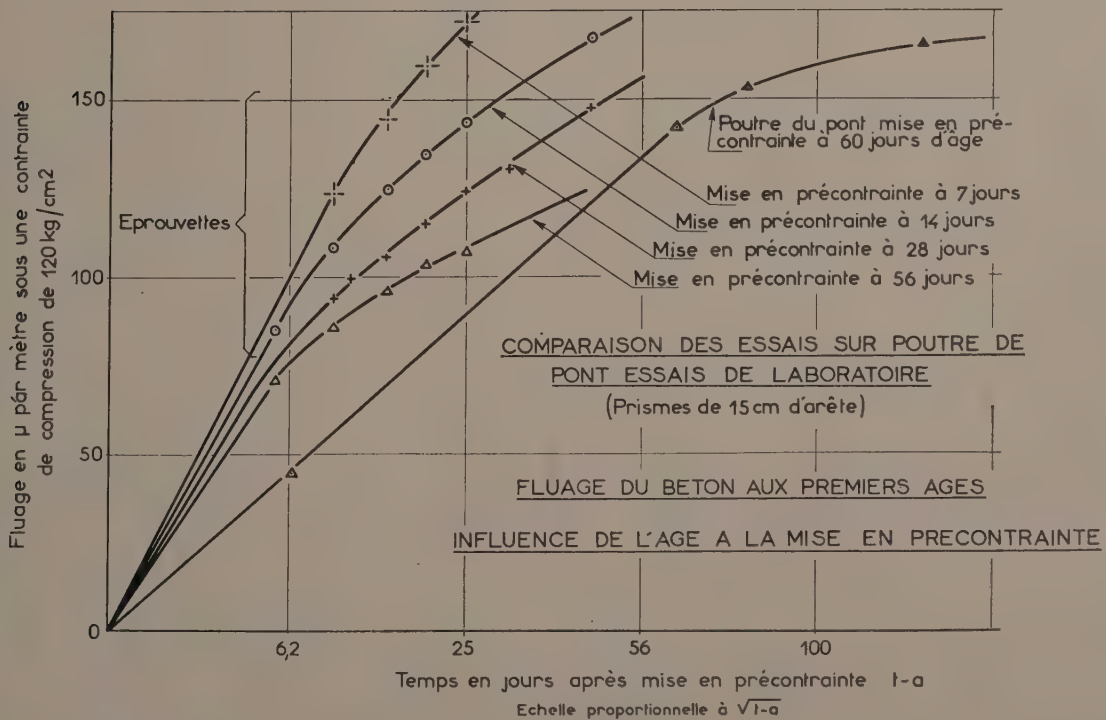


FIG. 15.

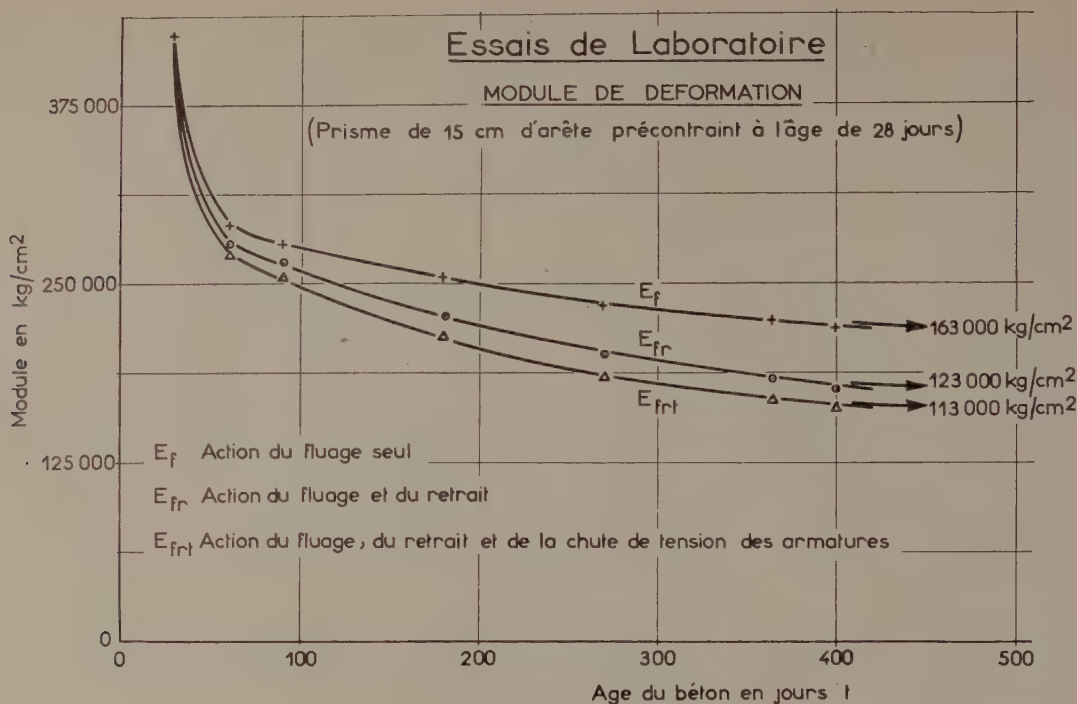


FIG. 16.

A partir d'un certain âge il est légitime d'assimiler les courbes expérimentales à une fonction exponentielle décroissante du type

$$F = F_0 + A [1 - e^{-k(t-t_0)}]$$

où F est le fluage à l'instant t , F_0 sa valeur particulière au temps t_0 , A et k des constantes à déterminer expérimentalement.

Pour qu'une telle expression soit applicable, il faut et il suffit que, si on considère des temps t_1, t_2, \dots, t_n formant une progression géométrique et auxquels correspondent des fluages F_1, F_2, \dots, F_n , deux accroissements successifs de F , soient entre eux dans un rapport constant, soit

$$\frac{F_3 - F_2}{F_2 - F_1} = \frac{F_4 - F_3}{F_3 - F_2} = \dots = \frac{F_{n+1} - F_n}{F_n - F_{n-1}} = C^{te} = z$$

La valeur finale pour un temps infini est alors

$$F_1 + \frac{F_2 - F_1}{1 - z} \text{ ou aussi bien } F_{n+1} - \frac{F_n - F_{n-1}}{1 - z}$$

On constate effectivement qu'une loi de ce type s'applique à partir d'un certain âge. On a estimé dans ces conditions que pour les éprouvettes précontraintes à 28 jours, le fluage qui au bout de 400 jours n'avait pas dépassé 300 microns par mètre devait tendre vers une valeur un peu inférieure à 450 microns par mètre.

Pour donner de nos mesures une expression plus générale, nous avons déduit de nos essais les modules

de déformation dont la variation est exprimée par la figure 16, relative au prisme de 15 cm d'arête précontraint à 28 jours.

Nous donnons, comme pour la poutre trois expressions de ce module, E_f, E_{fr}, E_{frt} suivant qu'on ne tient compte que du fluage, ou qu'on cumule ses effets d'abord avec le retrait qui reste à prendre à l'âge de la précontrainte (200 microns par mètre sur un retrait total de 350 microns par mètre), puis avec le retrait et la chute de tension des aciers.

Le seul fluage fait tomber le module de déformation de 425 000 kg/cm² à 28 jours à 220 000 kg/cm² à 400 jours et doit le faire tendre vers 160 000 kg/cm². L'action du retrait amènerait à une valeur finale de 120 000 kg/cm², 110 000 kg/cm² si on tient compte de la chute de tension des câbles. Cette chute de tension était de 8 % à 400 jours et pourrait atteindre 14 % lors de l'équilibre définitif.

4.3. INFLUENCE DES DIMENSIONS TRANSVERSALES

On peut comparer les courbes des figures 9 et 10 qui reproduisent l'allure du retrait et du fluage pour diverses dimensions d'éprouvettes. Les origines des temps ne sont pas les mêmes : date du coulage du béton pour le retrait, date de la mise en compression (28 jours d'âge ici) pour le fluage.

On est frappé de l'analogie que présentent les deux courbes pendant les six premiers mois; dans les deux cas, fluage et retrait évoluent d'autant plus vite que

la pièce est grêle et le rapport des mouvements lents pris à un même âge est sensiblement le même. Il semble bien qu'il y ait là plus qu'une simple coïncidence et qu'aux premiers âges on doive relier cette similitude de comportement à une cause commune qui pourrait être une certaine gêne à l'expulsion de l'eau de la pâte de ciment.

Par la suite des divergences apparaissent entre retrait et fluage.

Les retraits tendent à s'égaliser vers un an pour les diverses sections étudiées; les fluages conservent entre six mois et un an des différences qui restent sensiblement constantes.

Du point de vue pratique, ces divergences entraînées par les différences de dimensions sur le retrait et le fluage tendent à se compenser; si deux prismes d'arête différente sont mis en compression à un même âge, choisi assez tardif (à 28 jours ou plus), le plus massif n'aura au moment de sa précontrainte pris qu'une fraction plus faible de son retrait; il lui restera à absorber des déformations lentes plus importantes; ceci est de nature à compenser l'évolution plus lente du fluage et les déformations cumulées peuvent être rapidement très voisines. C'était le cas de nos essais.

4.4. INFLUENCE DE L'ÂGE A L'APPLICATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ

La figure 11 représente l'ensemble des résultats acquis pendant un peu plus de six mois sur des éprouvettes mises en compression à 120 kg/cm² entre 7 et 56 jours d'âge.

Les écarts sont importants aux premiers âges dans la phase que nous avons assimilée à la consolidation primaire; mais à partir d'un mois après application de l'effort, les courbes évoluent de façon rigoureusement parallèle; dans la pratique le gain qu'on peut escompter sur la chute de tension des câbles en n'opérant la précontrainte que tardivement semble donc rapidement être constant en valeur absolue; il perd rapidement en valeur relative.

Nous avons, en extrapolant nos résultats, cherché à chiffrer la réduction du fluage définitif par rapport au fluage d'un béton précontraint à 7 jours choisi comme étalon; ces résultats devront être vérifiés expérimentalement, mais on doit dès maintenant pouvoir apprécier l'ordre de grandeur.

Age du béton à la mise en précontrainte	Réduction du fluage final en fonction de l'âge d'application de l'effort
7 jours	0
14 jours	6 à 7 %
28 jours	10 à 12 %
56 jours	15 à 19 %

L'introduction de l'action du retrait améliore un peu les gains pratiques, ce phénomène étant d'autant mieux compensé que l'effort de compression est appliqué plus tardivement.

La réduction des déformations lentes (fluage et retrait non compensé) serait ainsi de

18 à 21 %

pour un béton précontraint à 56 jours par rapport à un béton précontraint à 7 jours.

Nous avons cherché à ajuster à nos courbes un certain nombre de formules théoriques dont celle de l'auteur soviétique Aroutiounian et qui semble adoptée en Russie.

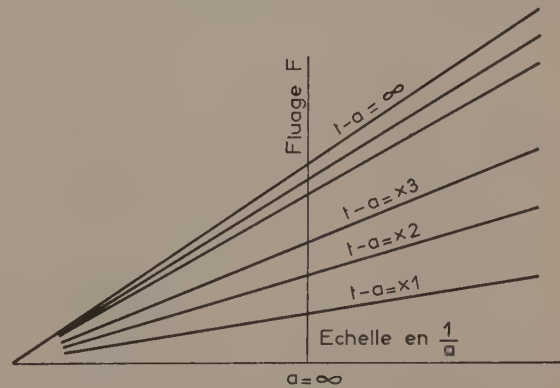
Elle s'écrit :

$$F = \left[C_0 + \frac{A}{a} \right] \left[1 - e^{-\gamma(t-a)} \right]$$

où F est le fluage à l'instant t , a l'âge du béton au moment de la mise en compression, C_0 , A et γ des constantes à déterminer expérimentalement.

On peut donner de cette formule une image matérialisée par le schéma (fig. 17) ci-dessous : soit un

REPRESENTATION DES ISOCHRONES



Formule d'AROUTIOUNIAN

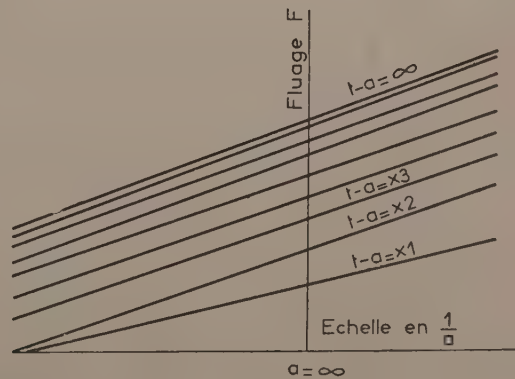


Schéma proposé

FIG. 17.

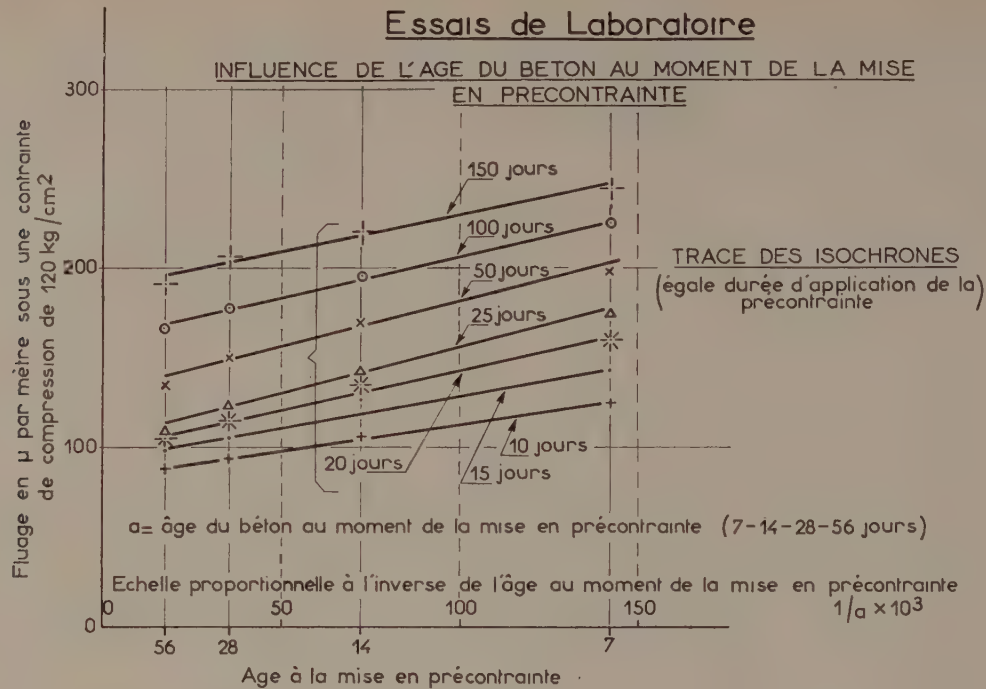


FIG. 18

grand nombre de bétons de même fabrication, précontraints à un même taux mais à des âges a variables soit a_1, a_2, \dots et considérons les isochrones c'est-à-dire les courbes qui relient les points représentant les déformations de fluage pour une même durée d'application de l'effort extérieur

$$t_1 - a_1 = t_2 - a_2 = \dots = t_n - a_n = C^{\text{te}}(x_1, x_2 \dots x_n)$$

Si on adopte une échelle des abscisses proportionnelle à l'inverse de l'âge à la précontrainte $\frac{1}{a}$, les isochrones constituent une famille de droites concourant en un même point de l'axe des abscisses, dont l'éventail se déploie en fonction de $t - a$ avec une vitesse de rotation exponentiellement décroissante.

D'où l'idée de tracer les isochrones expérimentales qu'on trouvera sur la figure 18.

On constate qu'on obtient un excellent alignement le long de droites; mais si ces droites semblent bien converger pendant les premiers âges, elles deviennent ensuite pratiquement parallèles. Ceci correspond au schéma du bas de la fig. 17.

Si l'évolution du fluage nous semble obéir à une loi un peu différente de celle d'Aroutiounian, on retrouve bien les mêmes conclusions en ce qui concerne la valeur du fluage final F_a qui s'exprimerait bien par une expression du type

$$F_a = C_0 + \frac{A}{a}$$

en fonction de l'âge a à la mise en compression.

4.5. CONCLUSIONS

Nous sommes amenés à distinguer dans le fluage deux phases :

- une première phase que nous appelons consolidation primaire où les déformations sont fortement individualisées et influencées par les conditions d'essai (dimensions, âge d'application de l'effort). Les déformations seraient sensiblement proportionnelles à la racine carrée du temps. Cette phase serait d'autant plus longue que le béton est précontraint plus jeune; l'influence des dimensions aurait exactement la même incidence et obéirait aux mêmes lois que pour le retrait.
- une deuxième phase que nous appelons consolidation secondaire où les déformations seraient d'abord proportionnelles à $\log \frac{t}{a}$ (a = âge à l'application de l'effort), puis à une exponentielle décroissante. Au cours de cette phase, et pour un même béton, les déformations évolueraient de façon parallèle pour des valeurs identiques de $t - a$.

5. COMPARAISON DES ESSAIS EN PLACE ET EN LABORATOIRE

La comparaison a déjà été évoquée dans les chapitres précédents. Nous allons la reprendre de façon plus systématique.

5.1. LE RETRAIT

Des différences de comportement très sensibles apparaissent entre une poutre d'un ouvrage réel exposé aux conditions atmosphériques réelles et des éprouvettes de Laboratoire conservées dans une atmosphère d'hygrométrie sensiblement constante; elles concernent non seulement l'ordre de grandeur des déformations, mais modifient même le sens de l'évolution. Les influences climatiques masquent complètement l'influence des dimensions respectives.

Sous l'influence d'un beau temps sec, dans le mois qui a suivi son coulage, la poutre, malgré l'importance de son volume avait à 35 jours d'âge un retrait de 190 microns par mètre; au même âge les éprouvettes n'avaient subi que des raccourcissements relatifs de 135 à 165 microns par mètre suivant leurs dimensions transversales.

Mais, alors que les prismes de Laboratoire continuaient une évolution harmonieuse pour atteindre à 400 jours des retraits de 260 à 275 microns par mètre et tendaient vers un raccourcissement d'équilibre d'environ 350 microns par mètre, les mouvements de la poutre fluctuaient au rythme des saisons; ils oscillaient entre 120 et 240 microns par mètre, avec une tendance aux allongements en hiver, aux raccourcissements en été.

Ceci correspond au fait que nous avons maintes fois observé qu'une pluie, même courte, provoque un gonflement presque immédiat, alors que la dessiccation ne provoque que des raccourcissements relativement lents.

Ceci intervient certainement pour réduire les risques de fissuration des ouvrages et l'extension aux constructions réelles des conclusions des études de Laboratoire traduirait un pessimisme certain.

5.2. LES DÉFORMATIONS RAPIDES

Les modules élastiques qui caractérisent les déformations rapides présentent quelques différences, mais l'écart qu'on constate entre les résultats obtenus sur l'ouvrage et sur les éprouvettes ne sont pas plus importants que ceux qu'on peut trouver en Laboratoire entre deux séries de bétons identiques coulés à des âges différents.

Le module élastique déduit de la vitesse du son tant sur éprouvettes que sur la poutre n'est pas supérieur de plus de 10 % à celui qu'on déduit de mesure de déformations au cours d'un chargement quasi instantané (de l'ordre de quelques minutes pour les éprouvettes, une heure pour le pont).

5.3. LE FLUAGE

5.3.1. LE FLUAGE AUX PREMIERS ÂGES

La comparaison peut être déduite des figures 14 et 15; on a calculé pour la poutre les raccourcissements relatifs de la fibre soumise à un effort de compression de 120 kg/cm², valeur réalisée sur les prismes comprimés en Laboratoire.

Dans tous les cas les fluages des premiers âges sont proportionnels à la racine carrée du temps; mais cette phase dure beaucoup plus longtemps pour la poutre (80 jours environ) que sur les éprouvettes, même celles qui ont été précontraintes très jeunes. Les raccourcissements atteints au bout de cette première phase sont plus importants qu'au cours des essais de Laboratoire (150 microns par mètre contre 70 microns par mètre pour un prisme comprimé à 56 jours — 125 microns par mètre pour un prisme comprimé à 7 jours).

Pendant cette première phase, la poutre évolue beaucoup plus lentement que les éprouvettes, même que celle qui a été précontrainte sensiblement au même âge. Il faut environ trois fois plus de temps pour avoir le même fluage sur la poutre précontrainte à 60 jours, que sur une éprouvette de 15 cm d'arête transversale précontrainte à 56 jours. A titre indicatif, nous signalons que les rayons moyens r (rapport du volume à la surface latérale) des diverses pièces ont été calculés; on obtient $r_e = 3,45$ cm pour les prismes de

Laboratoire, $r_p = 13,0$ cm pour la poutre. Le rapport $\frac{r_p}{r_e}$ est voisin de 4.

Nous attribuons les divergences de comportement des diverses pièces à l'influence de la dimension transversale et nous constatons qu'au cours de cette phase, le fluage obéit sensiblement aux mêmes lois que le retrait en atmosphère fixe.

5.3.2. ALLURE GÉNÉRALE DU FLUAGE

Les figures 19 et 20 permettent de comparer le comportement des diverses pièces.

L'une reporte les variations sous l'influence du seul fluage du module de déformation, qui coïncide au moment de l'application de la précontrainte avec le module élastique à l'âge considéré; son emploi serait particulièrement commode si tous les bétons étudiés avaient même module élastique initial; ce n'est malheureusement pas le cas.

L'autre figure représente le développement dans le temps du raccourcissement relatif sous l'effet du seul fluage des fibres supportant un effort de compression de 120 kg/cm².

A l'application de la précontrainte, les éprouvettes avaient un module élastique plus élevé que la poutre (425 000 à 475 000 kg/cm² suivant leur âge contre 400 000 kg/cm² pour la poutre). La poutre évolue plus lentement et, après un an de maintien sous charge,

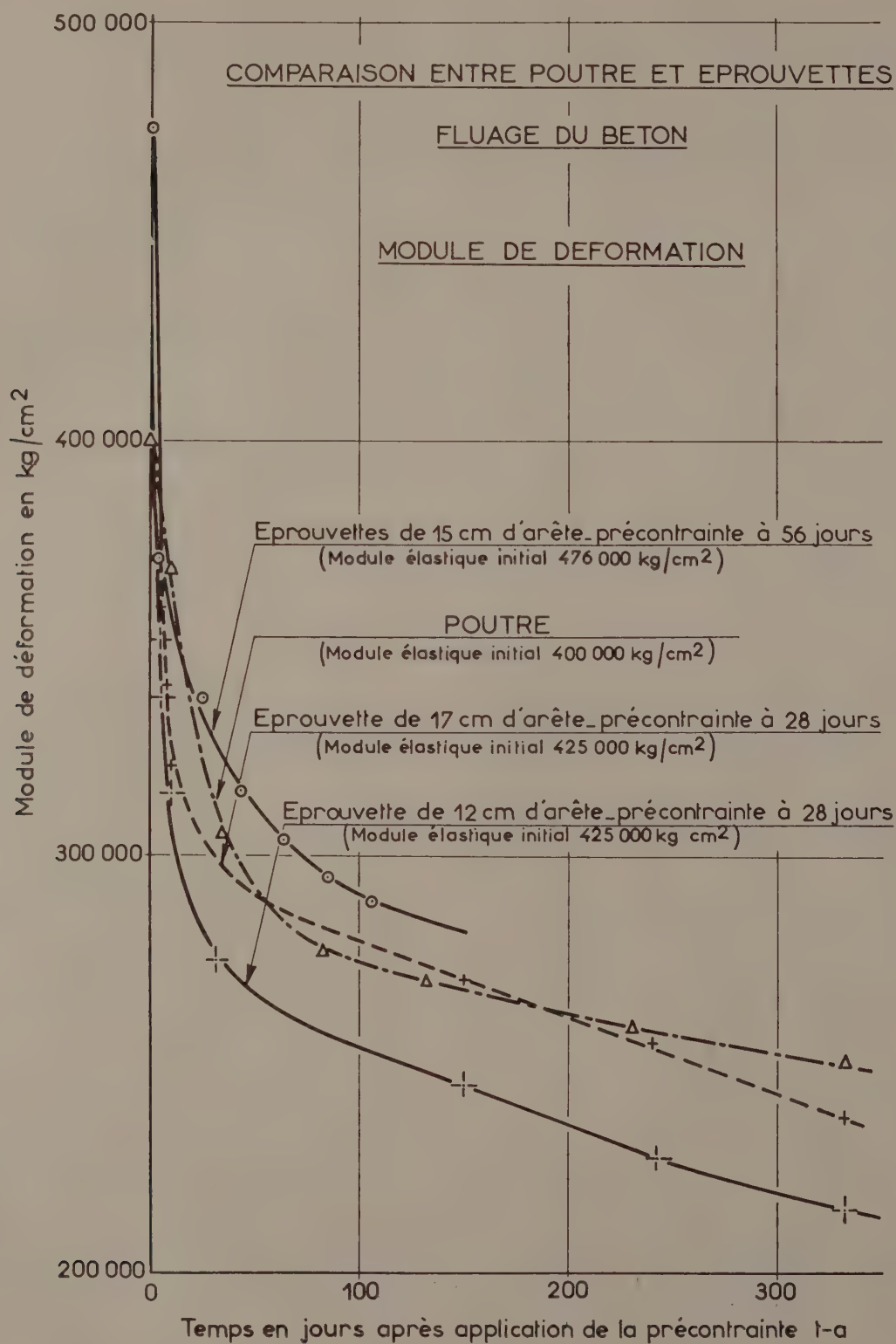


FIG. 19.

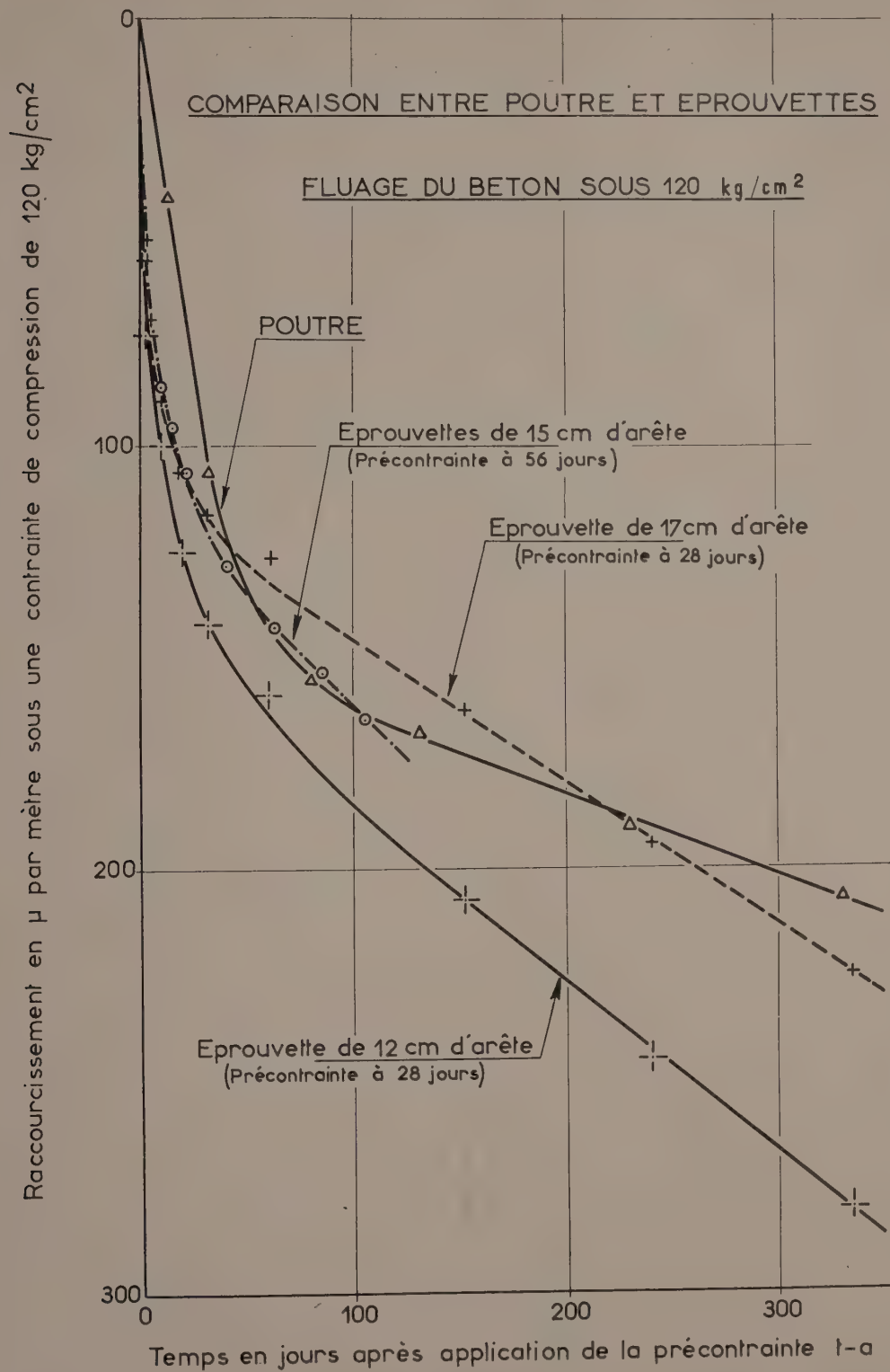


FIG. 20.

les positions relatives sont inversées (245 000 kg/cm² pour la poutre contre 210 000 à 230 000 kg/cm² pour les éprouvettes). Mais le module de déformation de la poutre constitue une variation sensiblement linéaire alors que les courbes relatives au prisme présentent déjà un net infléchissement.

On fait des constatations du même ordre sur la figure qui reporte les raccourcissements relatifs.

En fait, si la poutre évolue un peu plus lentement, rien ne permet de penser qu'elle puisse atteindre un état d'équilibre très différent de celui des éprouvettes de Laboratoire.

6. COLLABORATIONS AUX ESSAIS

Cette étude a été menée à la demande et pour le compte du Ministère des Travaux Publics du Maroc. Ce service nous a accordé un appui total pour faciliter nos mesures sur l'ouvrage dont il dirigeait la construction.

Nous voudrions tout spécialement manifester notre reconnaissance à M. Deschamps, Ingénieur des Ponts et Chaussées, alors chef de l'Arrondissement de Rabat qui a constamment orienté et guidé nos travaux, à M. Fesquet, son adjoint qui a mis tous ses moyens à notre disposition.

Nous voudrions aussi rendre hommage à l'*Entreprise Boussiron*, à son représentant au Maroc, M. Michelet, à ses ingénieurs et chefs de chantier. L'entreprise a fourni au Laboratoire la majeure partie du matériel consommé par les essais; elle a ouvert à nos représentants les portes du chantier et a consenti, avec une bonne grâce exceptionnelle, à se soumettre aux exigences

que nous pensions nécessaires à la bonne poursuite des essais, en acceptant les complications techniques et les retards de chantier.

M. L'Hermite, Directeur du *Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics* de Paris, dont dépend techniquement notre organisation marocaine ne nous a pas ménagé ses conseils et nous a fait bénéficier de sa grande expérience.

Les essais ont été entamés par M. Berthier, alors chef de notre service Béton et Matériaux de construction qui a quitté notre Laboratoire en juin 1957; c'est cet ingénieur qui a mis au point méthodes et moyens, formé le personnel chargé des lectures, poursuivi personnellement nombre de mesures et participé à l'interprétation des premiers résultats; son intervention a grandement facilité la tâche de l'équipe qui lui a succédé. M. Antoine, assistant principal, a effectué les essais avec beaucoup de soin et de minutie.

(Reproduction interdite.)

MAI 1960

Treizième Année, N° 149

Série : TRAVAUX PUBLICS (65)

SÉANCE DU 10 NOVEMBRE 1959

sous la présidence de **M. P. KOCH.**Inspecteur Général des Ponts et Chaussées,
Directeur technique des Eaux et de l'Assainissement

Galerie revêtue en béton tassé mécaniquement terminée.

PROCÉDÉS D'EXÉCUTION D'AQUEDUCS SOUTERRAINS

par **M. J. CHEMIN,**Ingénieur divisionnaire des Services techniques de la Ville de Paris,
Chef du Bureau d'Études du Service des Grands Travaux d'Assainissement

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Nous voulons vous entretenir aujourd'hui de procédés d'exécution dont les uns sont relativement nouveaux — rien n'est absolu dans ces matières — et dont l'autre a maintenant la consécration d'une assez longue expérience, ce qui m'amène à vous rappeler en quelques mots comment le problème s'est posé à l'origine.

En dressant le programme général d'assainissement de l'agglomération parisienne, nous avons été amenés à concevoir des ouvrages spécialisés dans la mission de transport à grande distance et véhiculant des eaux déssablées au préalable, sous la forme d'émissaires de forme circulaire.

Du point de vue hydraulique, cette forme se justifiait en ce qu'elle assurait pour un débit donné, le maximum de vitesse ou, pour une section donnée, le maximum de capacité d'évacuation; en d'autres termes la section la plus réduite possible pour un débit global donné, ce qui était extrêmement important, entre autres, pour dégager des facilités de passage, assez mesurées dans l'agglomération parisienne.

C'est ainsi, à titre d'exemple, que nous avons pu faire remonter un des émissaires le long de la rive gauche parisienne, afin de couper le réseau parisien en deux, avec le soulagement qui en résultait pour les ouvrages de rive droite.

Mais, en dehors de ces raisons hydrauliques évidentes j'ai tenu à ce que la forme circulaire soit réalisée non seulement intérieurement, mais aussi extérieurement, de manière que, dans un terrain d'homogénéité moyenne, les efforts se répartissent le plus également possible au sein de la section, ce qui permettait d'obtenir une épaisseur réduite au minimum, et, en même temps, une résistance aussi uniforme que possible, car, ainsi que l'a très pertinemment fait observer M. Caquot, dans un ouvrage d'épaisseur modérée, c'est toujours le point faible qui commande la résistance de l'ensemble de la section.

RÉSUMÉ

L'objet du présent exposé est de montrer les résultats obtenus dans l'application de quelques techniques particulières pour la construction des galeries souterraines de moyenne section circulaire constituant l'ossature du réseau de grands ouvrages prévus au Programme Général d'Assainissement de la Région Parisienne.

Trois aspects des méthodes originales appliquées à la réalisation des aqueducs sont successivement examinés :

1^o exécution du revêtement des ouvrages en béton tassé mécaniquement dans les terrains de tenue moyenne; différents types de coffrage métallique employés;

2^o utilisation de voussoirs préfabriqués en béton pour l'exécution des galeries en terrains fluents (en particulier sables de Beauchamps rencontrés en divers points du sous-sol de la région parisienne);

3^o application de la précontrainte à la construction d'un siphon de grand diamètre réalisé par la méthode d'immersion. La conjugaison d'une précontrainte longitudinale continue pour chaque tronçon et la souplesse qu'autorise le système de joint entre ces derniers, assurent l'ouvrage contre tout risque de fissuration éventuelle.

SUMMARY

The aim of this paper is to show the results achieved in the application of some special techniques for the construction of underground tunnels of medium circular section constituting the framework of the network planned within the General Drainage Program of the Paris Region.

Three aspects of the original methods applied in the construction of the aqueducts are successively examined :

1^o execution of the linings in concrete mechanically compacted in soils of average behavior, different types of steel forms used;

2^o use of prefabricated concrete voussoirs for the construction of the tunnels in loose soil (in particular Beauchamps sands met with in various parts of the sub-soil of the Paris region);

3^o application of prestressing to the construction of a siphon of large diameter achieved by the method of immersion. The combination of a continuous longitudinal prestressing for each section and the flexibility allowed by the system of joints between these sections ensure the work against any risk of possible cracking.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

On m'a objecté alors qu'avec les procédés d'exécution traditionnels, tels qu'on les avait pratiqués par exemple pour le métro ou pour les grands collecteurs parisiens, on était toujours amené à opérer par stross et abattages et à réaliser en fait une section extérieure soit rectangulaire, soit, tout au moins, polygonale, pour y inscrire ensuite, le cas échéant, une section circulaire, ce qui ôtait une grande partie de l'intérêt que j'évoquais tout à l'heure.

Nous nous sommes piqués au jeu et nous avons cherché à dégager des méthodes de construction, en principe par section entière, permettant de réaliser en exécution la forme circulaire extérieurement par voie directe; en même temps, nous avons cherché à les combiner avec des modes de revêtement qui, par ce que j'ai proposé dès cette époque de baptiser « béton tassé mécaniquement », par opposition au béton pervibré, entre autres, devaient permettre d'obtenir un revêtement étanche dans son ensemble; d'où le triple avantage d'assurer la meilleure répartition possible des efforts au sein de la section bétonnée, son étanchéité non seulement de l'intérieur vers l'extérieur, comme dans le cas d'un enduit rapporté, mais également de l'extérieur vers l'intérieur, et enfin, moyennant une légère vibration du coffrage, le lisse donnant le coefficient d'écoulement optimum.

Partant de cette idée de base, nous avons varié dans l'emploi des moyens, selon les lieux et les circonstances, pour obtenir le résultat cherché, comme le conférencier vous le montrera. Mais nous étions limités par le fait qu'il fallait, pour pouvoir mettre le béton en place sous une forme rationnelle et avec le minimum de reprise, maintenir des volées sur étais d'une assez grande longueur, de sorte que, quand le terrain se révélait d'une consistance insuffisante, on était forcé, tout en ménageant la forme circulaire pour le revêtement, d'en revenir à la maçonnerie de moellons.

A titre d'indication, avant la guerre nous étions arrivés à appliquer le revêtement en béton tassé mécaniquement sur 40 ou 45 % des longueurs d'émissaires. Depuis la guerre, nous sommes passés à plus de 50 %.

Mais il restait en particulier un terrain qu'on rencontre fréquemment dans la région parisienne, à certaines profondeurs, et qui nous a causé de très grands soucis, c'est le sable de Beauchamp, en particulier dans la partie supérieure de l'assise, qui est extrêmement bouillant, et souvent gorgé d'eau.

Récemment on nous a proposé, sur des suggestions anglaises, mais adaptées par l'Entreprise Desplats et Lefèvre conjointement avec nos services, un procédé par voussoirs, dont le conférencier vous entretiendra et qui, je peux le dire, nous a donné de très grandes satisfactions. Les preuves de sa portée restent encore à faire, mais véritablement, dans certains cas difficiles, il nous apporte un concours extrêmement précieux.

Il y a également un autre domaine, dans lequel nous avons été amenés, je ne dis pas à faire progresser la technique, ce qui serait trop prétentieux, mais à profiter de certaines évolutions de la technique en ce qui concerne les passages sous-fluviaux.

Certes, en certains endroits, nous avons réalisé les siphons sous-fluviaux avec les méthodes classiques mises en œuvre pour le métro; c'est ainsi qu'avec les Entreprises Billiard et Campenon-Bernard, nous avons utilisé l'air comprimé pour traverser la Seine du côté de La Frette; par contre, à l'île de Chatou, nous avons mis en œuvre des siphons échoués, et je citerai en particulier l'un d'eux qui a été exécuté par les Grands Travaux de Marseille, avec du béton à triple étreinte, et des éléments de 70 m... Ce procédé, amélioré, a été remis en œuvre plus récemment sur le second émissaire que nous sommes en train d'entreprendre à la traversée de la Seine, du côté de La Frette également, et je dois dire, là aussi, que ce procédé, récemment mis au point, nous a donné de très grandes satisfactions, pour les dimensions de l'ordre de celles que nous atteignons : 3 m, 3,25 m, 3,50 m au maximum.

Voilà les quelques mots que je voulais vous dire pour montrer comment se situait le problème.

J'ai tenu à ce que l'exposé des voies et moyens soit fait par un de nos ingénieurs qui a contribué très activement à ces réalisations comme Chef des Projets au Service des Grands Travaux d'Assainissement.

J'aurais également aimé que l'un de ceux qui ont appliqué ces méthodes sur le chantier participe à la présente conférence, mais sa modestie l'en a empêché, de sorte que M. Chemin vous parlera à la fois en son nom et au nom de M. Sallé pour vous décrire les différents procédés dont je viens d'évoquer la raison et la portée.

EXPOSÉ DE M. J. CHEMIN

L'objet du présent exposé est de montrer les résultats obtenus dans l'application de quelques techniques particulières pour la construction des galeries souterraines de moyenne section circulaires qui constituent l'ossature du réseau de grands ouvrages prévus au Programme général d'Assainissement de la région parisienne.

Ce programme, établi à la demande du Conseil Général de la Seine, a été élaboré et mis au point sous l'autorité de M. Sentenac, alors Inspecteur général, Chef du Service des Eaux et de l'Assainissement, par M. Koch comme Ingénieur en chef de la Section d'Études des Grands Travaux d'Assainissement. Dès son approbation en 1930 la réalisation en a été confiée au Service des Grands Travaux d'Assainissement successeur direct de la Section d'Études. Successivement M. le Directeur Koch, M. le Directeur Clairgeon, M. l'Ingénieur général Olivesi et actuellement M. l'Ingénieur en chef Polet en tant que Chef du service ont assumé ou assumé la responsabilité de l'exécution des travaux.

Le schéma (fig. 1) permet de se rendre compte de l'importance exceptionnelle de la réalisation. Le linéaire total d'ouvrages constituant l'ossature principale n'est pas inférieur en effet à 145 km. A l'heure actuelle 85 km d'aqueduc ont été réalisés et 6 km environ sont en cours de construction ⁽¹⁾.

On distingue à l'ouest l'émissaire Sèvres-Achères, dit de première urgence et ses prolongements amont : émissaire sud-première branche et deuxième branche, qui remontent, pour le premier, jusqu'au pont de l'Alma, et pour le second, jusqu'à la vallée de la Bièvre. Cet ouvrage est actuellement achevé et en service et il convient de rappeler qu'il figure au palmarès des grandes réalisations françaises sous l'étiquette du plus important collecteur d'Europe.

Une seconde branche de l'émissaire Sèvres-Achères, dite de deuxième urgence, est prévue. Son tracé ne différera sans doute qu'assez peu de celui de la première branche, dont il viendra doubler en son temps l'efficacité.

Au centre se trouve l'émissaire Clichy-Achères prolongé en amont par l'émissaire Nord-Est qui ceinture la capitale et remonte jusqu'au confluent de la Seine et de la Marne. La majeure partie de l'émissaire Nord-Est est achevée; il en reste à l'heure actuelle quelques centaines de mètres à réaliser et les entreprises s'y emploient avec activité dans des conditions parfois délicates.

Enfin, au nord, l'émissaire Saint-Denis-Achères auquel fait suite à l'amont le collecteur Pantin-la-Briche. Ce dernier ouvrage est en service depuis plus de vingt ans.

Quant à l'émissaire Saint-Denis-Achères lui-même, il est actuellement en cours de réalisation et là, comme pour le Nord-Est, de grosses difficultés doivent être surmontées.

Outre ces émissaires, le programme comporte également un certain nombre d'ouvrages particuliers dénommés « déversoirs d'orage ». Trois d'entre eux, le Châtillon-Bas-Meudon, le Bièvre et le Vincennes-Charenton, ont été réalisés dès le début et sont en service depuis une vingtaine d'années.

Qu'il s'agisse d'émissaires, de collecteurs ou de déversoirs d'orage, tous ces ouvrages ont des dimensions importantes pour des aqueducs. Ils sont pour la plupart de section circulaire pouvant atteindre 4,00 m de diamètre, alors que le plus petit d'entre eux, mesure encore 2,25 m de diamètre.

Mis à part les déversoirs d'orage qui sont par définition même des ouvrages courts et directs, comme l'un des grands principes du Programme Général d'Assainissement est d'exclure tout relèvement systématique des eaux, on conçoit facilement que les pentes disponibles pour ces aqueducs, de grand développement sont en général extrêmement faibles (quinze à vingt centimètres par kilomètre). Il en est résulté la nécessité d'adopter un tracé en plan aussi tendu que possible et de s'interdire en profil tout décrochement.

En conséquence il a été impossible d'éviter certains obstacles naturels non plus que certaines formations géologiques particulières du bassin parisien dans le site desquelles la réalisation d'ouvrages souterrains se révèle particulièrement délicate.

Après ce préambule, nécessaire pour situer la question, nous allons passer en revue certains procédés qui ont innové par rapport aux techniques anciennes et qui ont été mis au point ou sont en cours d'adaptation pour mener à bien dans les meilleures conditions la tâche dévolue au Service des Grands Travaux d'Assainissement.

*
* *

Nous examinerons successivement trois aspects des méthodes originales qui ont été appliquées à la réalisation des aqueducs dont il vient d'être question, à savoir :

1° Exécution du revêtement des ouvrages en béton tassé mécaniquement dans les terrains de tenue moyenne;

2° Utilisation des voussoirs préfabriqués en béton pour l'exécution des galeries en terrain fluent;

3° Application de la précontrainte à la construction d'un siphon de grand diamètre réalisé par la méthode d'immersion.

(1) A signaler que de ces chiffres on ne peut déduire en aucune façon un degré d'avancement du programme général. Ils ne reflètent qu'un pourcentage purement linéaire concernant uniquement des grands ouvrages d'évacuation et ne tiennent pas compte par exemple du degré de réalisation de la station d'épuration d'Achères.

L'adoption quasi exclusive du profil circulaire pour les grands ouvrages a posé dès l'origine un problème délicat du point de vue de la construction, principalement pour l'exécution en souterrain; il fallait en effet s'ingénier à suivre au plus près le profil théorique non seulement pour éviter les surépaisseurs, mais encore pour s'assurer le bénéfice effectif des avantages de principe attachés à ce profil dans un terrain d'homogénéité moyenne.

On a été conduit dans ces conditions à réaliser autant que possible le terrassement à pleine section en une ou plusieurs phases de travail.

À cette conception du terrassement a dû logiquement s'associer la recherche de procédés permettant de

réaliser le revêtement par section entière. Le béton tassé mécaniquement, coulé derrière coffrages métalliques de longueur notable, est apparu comme particulièrement apte à satisfaire ces conditions avec des avantages financiers et techniques incontestables.

En effet les caractères du matériau utilisé et le mode de mise en place permettent d'obtenir une homogénéité remarquable du revêtement qui, en relation avec le profil adopté pour chaque type, permet une réduction appréciable de l'épaisseur du fait qu'il assure une répartition idéale des contraintes résultant des efforts extérieurs. Il en résulte par rapport à la maçonnerie courante une économie très substantielle sur le prix des ouvrages, plus encore par la répercussion sur le

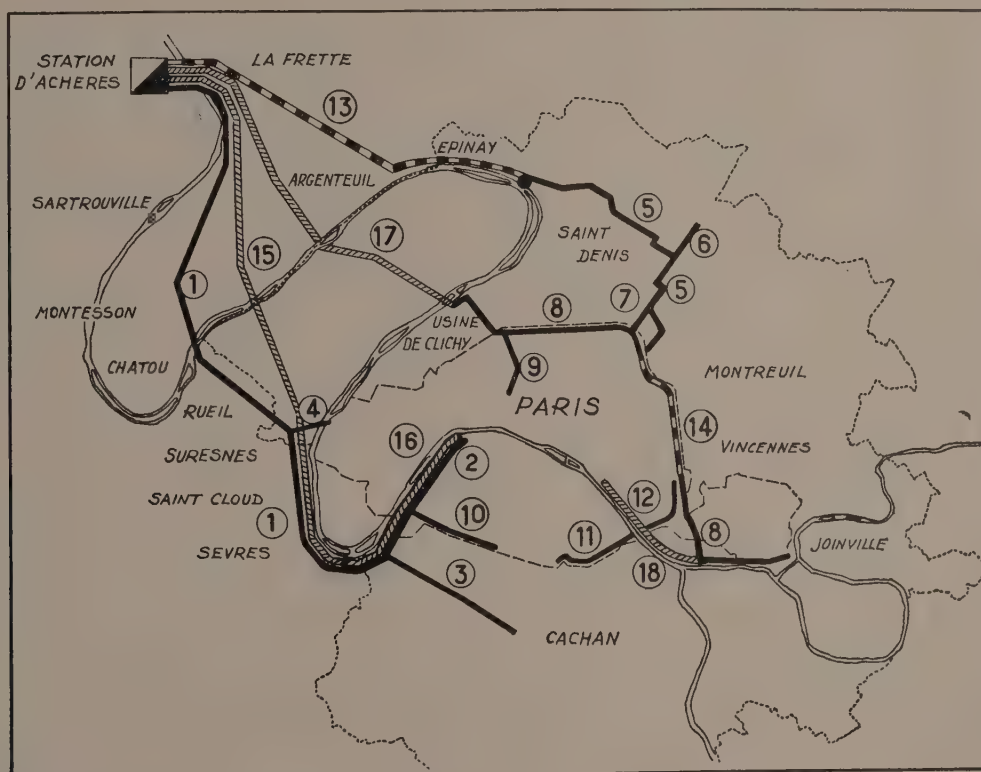


FIG. 1. — Programme général d'assainissement de la région parisienne. — Grands ouvrages d'évacuation.

— OUVRAGES TERMINÉS

(1) Émissaire Sèvres-Achères 1^{re} urgence — (2) Émissaire Sud 1^{re} urgence, 1^{re} branche — (3) Émissaire Sud 1^{re} urgence, 2^e branche — (4) Antenne de Suresnes — (5) Collecteur Pantin-La Briche — (6) Antenne du Bourget — (7) Intercepteur Pantin-La Briche Nord-Est — (8) Émissaire Nord-Est (parties) — (9) Intercepteur coteaux Nord-Est — (10) Déversoir Châtillon-Bas Meudon — (11) Déversoir de Bièvre — (12) Déversoir Vincennes-Charenton.

— OUVRAGES EN COURS

(13) Émissaire Saint-Denis-Achères — (14) Émissaire Nord-Est (achèvement).

— OUVRAGES PROJÉTÉS

(15) Émissaire Sèvres-Achères 2^e urgence
(16) Émissaire Sud 2^e urgence, 1^{re} branche — (17) Émissaire Clichy-Achères — (18) Mazas-Alfortville.

cube des déblais que sur celui du revêtement proprement dit. Cette économie, on l'a constaté, peut atteindre 20 %.

En outre, et cette propriété est essentielle à un double titre pour les revêtements des aqueducs se développant le plus souvent dans les nappes souterraines, cette homogénéité confère au revêtement une qualité exceptionnelle d'étanchéité obtenue dans la masse même d'une part, alors que le phénomène de vibration superficielle durant le coulage assure par ailleurs à la surface intérieure un « lissé » éminemment favorable à l'écoulement, la conjonction de ces deux qualités conduisant à la suppression de l'enduit rapporté.

Par ailleurs, la conservation dans le temps de ces ouvrages monolithiques se présente dans des conditions exceptionnellement favorables, tant au point de vue résistance aux agressions mécaniques ou chimiques à provenir de l'effluent transité qu'à celui de l'entretien, par comparaison avec les enduits rapportés sur la maçonnerie dont l'accrochage reste délicat, notamment sous l'effet des pressions hydrostatiques de provenance extérieure.

Enfin on peut éviter, ou tout au moins réduire dans une très notable proportion le volume des injections à réaliser derrière les revêtements, le mode de mise en place du béton assurant non seulement le remplissage quasi parfait de l'espace compris entre le coffrage et le terrain, mais favorisant même, dans certains cas, un reflux derrière les planches de blindage.

Toutefois la portée pratique du recours au béton tassé mécaniquement reste subordonnée à deux considérations. La première concerne la tenue du terrain, qui doit permettre de réduire en importance les soutènements abandonnés et de procéder au bétonnage sur des tronçons de développement suffisant pour autoriser une utilisation rationnelle des coffrages ; précisons à cet égard que, dans le cas le plus courant, on ne procède au bétonnage qu'après réalisation complète du terrassement entre deux puits d'attaque, ce qui correspond en l'occurrence à une longueur de 200 à 500 m. L'autre considération porte sur le gabarit du soutènement qui doit être compris entre certaines limites ; cette condition s'est trouvée remplie en fait pour la majeure partie des ouvrages du Programme général d'Assainissement actuellement réalisés, qui sont, ainsi que nous l'avons déjà signalé, de section moyenne. Ce ne sont donc en général, à l'exclusion de toute autre, que les considérations de tenue de terrain ou des sujétions particulières régnant sur de faibles longueurs d'ailleurs (courbes de faible rayon notamment) qui ont conduit, une fois la période de mise au point terminée, à utiliser encore les revêtements en maçonnerie.

En ce qui concerne les détails techniques relatifs à la réalisation de galeries souterraines avec revêtement en béton tassé mécaniquement, cette question ayant été traitée de façon très complète dans la revue *Travaux* en 1941-1943 et 1944 par MM. Koch et Clairgeon ⁽¹⁾

et rappelée ensuite dans d'autres publications ⁽²⁾, nous nous bornerons dans le présent exposé à en faire un résumé rapide, tout en essayant au passage de faire le point des tendances qui ont pu se faire jour ces dernières années.

Il est indéniable tout d'abord que c'est le mode de soutènement du terrain (et ce soutènement reste indispensable dans la majorité des cas) qui a dû être progressivement mis au point. Il faut en effet dégager le terrain de tout étalement qui s'opposerait au passage ou au montage des coffrages, mais, le béton n'atteignant une résistance notable que plusieurs heures après son coulage, le soutènement doit être maintenu et agencé de telle sorte qu'il s'incorpore au revêtement sans pour autant réduire les qualités de résistance et d'étanchéité.

D'une façon générale, on procède au soutènement du terrain par l'emploi de cerces métalliques allant de la simple cerce plate genre cerce de puisatier, pour les cas de terrains donnant lieu à des poussées insignifiantes et où le terrassement peut s'opérer directement à pleine section jusqu'aux profilés cintrés (U de 100 à 140 ou même I de même échantillonnage) en plusieurs tronçons éclissés les uns sur les autres au fur et à mesure du terrassement.

Nous ne citerons que pour mémoire les soutènements réalisés par arcs en béton coulés sur place. On a également utilisé, non sans quelques difficultés, des arcs en béton armé préfabriqués.

L'un et l'autre des deux matériaux de soutènement, métal ou béton, s'accommodent d'ailleurs des deux méthodes utilisables pour leur mise en œuvre : la méthode de substitution et la méthode directe. Le recours à l'une ou à l'autre méthode est en général commandé par la tenue du terrain. À noter toutefois que, dans les deux cas, celle-ci doit être suffisante, au moins momentanément, pour permettre de blinder les abattages latéraux de part et d'autre de la galerie d'avancement par des planches enfilées parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Dans la méthode de soutènement par substitution, on exécute par les procédés habituels, en une ou plusieurs phases, le terrassement à section entière ; on double ensuite les cadres classiques par des cerces métalliques ; (ou plus rarement en béton), puis on ne démonte généralement le soutènement en bois qu'au fur et à mesure de l'avancement du chantier de bétonnage (fig. 2 et 3).

Cette méthode permet évidemment de conserver le bénéfice de la souplesse et de la sécurité du soutènement traditionnel, mais en contrepartie elle présente l'inconvénient d'imposer pratiquement les frais de deux soutènements, sans possibilité d'économies sur les dépenses occasionnées par le soutènement provisoire.

On a donc de plus en plus fréquemment recours au soutènement direct malgré le coefficient de sécurité renforcé qu'il exige dans le calcul du soutènement incorporé.

⁽¹⁾ P. KOCH et P. CLAIRGEON, Méthode d'exécution des souterrains avec revêtement en béton tassé mécaniquement, *Travaux*, avril 1941, pp. 107-111 juin 1941 pp. 175-184-août 1943, pp. 265-274. Mai 1944 pp. 103-111.

⁽²⁾ P. KOCH, L'assainissement de l'agglomération parisienne *Ann. ITBTP.*, sept. 1957. Questions générales 34, pp. 885-932.

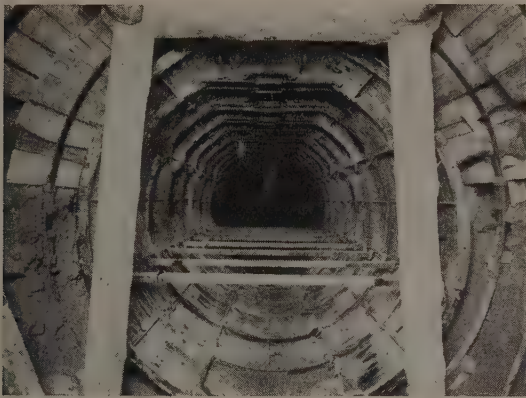


FIG. 2. — Soutènement métallique par substitution.
Au premier plan, poteaux du boisage provisoire et cerce métallique du soutènement incorporé. Coffrage métallique en place.

Dans cette méthode du soutènement direct, et dans le cas le plus général où l'on procède au terrassement par galerie d'avancement, abattages et stross, l'élément d'arc correspondant à la galerie d'avancement est, soit en cas de bon terrain soutenu par deux moises empo-telées dans le front de taille, soit en cas de terrain de moins bonne tenue placé sur poteaux provisoires; il joue alors le rôle de chapeau (fig. 4).

Après exécution des abattages, on pose les éléments d'arc latéraux et on se contente, dans les terrains de bonne tenue, d'en encastrer les deux retombées à l'extérieur du profil théorique au niveau des naissances (fig. 5).

Lorsque la qualité du terrain ne permet pas de procéder de la sorte, on scelle les pieds des arcs dans de petits massifs bétonnés, tout en restant à l'intérieur du profil théorique, ou même l'on descend les assises à un niveau quelque peu inférieur à celui des naissances, moyennant des surépaisseurs non négligeables de terrassement et de maçonnerie.

A l'inverse dans certains cas où le soutènement peut être réduit à sa plus simple expression, on a la possibilité de procéder au terrassement en utilisant l'explosif.

FIG. 3. — Soutènement par arcs en béton. Méthode de substitution.
Les poteaux du soutènement provisoire sont encore en place.

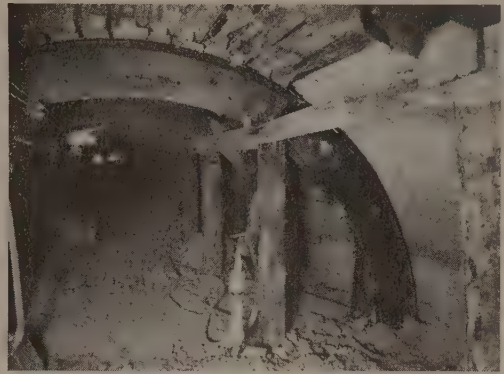


FIG. 4. — Méthode directe. Soutènement par arcs en béton coulés sur place.
Au premier plan, coffrage d'un arc en béton avec les porteurs provisoires.

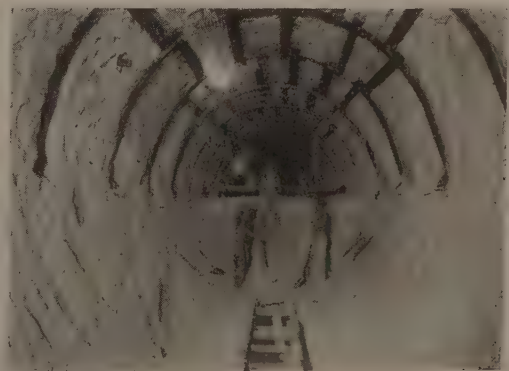
Pour en terminer avec le terrassement, il reste à préciser que, quel que soit le matériau constituant le soutènement incorporé à l'ouvrage, les dimensions transversales de ce soutènement doivent être telles qu'elles permettent au moment du coulage la libre circulation des plus gros éléments entrant dans la constitution du béton.

On s'efforce en général d'accroître la marge de sécurité en s'imposant de ne pas dépasser la moitié de l'épaisseur du revêtement, voire même le quart, pour la saillie du soutènement à l'intérieur du profil.

C'est notamment parce qu'il ne permettait guère de respecter cette proportion que le soutènement par arcs en béton a été à peu près complètement abandonné, sa présence conduisant, dans la majorité des cas, à un véritable cloisonnement transversal de l'ouvrage peu favorable à la mise en place du béton de façon rationnelle derrière les coffrages.

Quant aux coffrages métalliques, pour la réalisation d'ouvrages de dimensions aussi importantes que ceux dont il vient d'être question, ils doivent présenter un certain nombre de qualités qui influent sur leurs caractéristiques. Il doivent être avant tout maniables, indéformables et robustes.

FIG. 5. — Méthode directe. Soutènement par arcs métalliques.



Les deux dernières conditions s'imposent d'une part pour assurer le respect du profil tant transversal que longitudinal, d'autre part pour permettre une utilisation du coffrage à plusieurs reprises sans révision importante, concurremment avec un amortissement des dépenses de premier établissement sur un linéaire suffisant d'ouvrage.

On parvient assez facilement d'ailleurs à satisfaire ces conditions, tant par une étude soignée du raidissage des panneaux de coffrage que par l'adoption d'échantillons de tôle ou de profilés largement dimensionnés, sans toutefois se laisser entraîner à un accroissement exagéré du poids des éléments qui viendrait influencer défavorablement sur la « maniabilité ».

Cette maniabilité reste extrêmement importante : la mise en place dans une galerie souterraine de moyenne section limitant en effet les possibilités d'utilisation d'engins mécaniques de manutention ; l'on peut dire que c'est dans le sens de la maniabilité que les plus gros efforts de mise au point ont été déployés.

Cela conduit à évoquer la classification des coffrages métalliques pour laquelle on distingue essentiellement :

- les coffrages à panneaux indépendants ;
- les coffrages à panneaux solidaires articulés ou coffrages dits « télescopiques ».

La première catégorie comprend essentiellement des coffrages formés de panneaux métalliques indépendants soutenus par des cintres métalliques que l'on assemble sur place en souterrain, habituellement à l'aide de clavettes, et qui permettent la réalisation d'anneaux successifs, que l'on réunit par le même procédé en nombre variable de façon à obtenir un moule permettant de procéder au bétonnage d'un certain linéaire d'ouvrage (fig. 6).

La manutention des coffrages ainsi conçus s'opère le plus souvent à la main, le poids des éléments qui les constituent ne posant en général aucun problème particulier de mise en place. Toutefois la main-d'œuvre est importante et les délais affectés tant au montage qu'au démontage peuvent affecter le rythme de bétonnage.

Pour cette raison on a souvent préféré recourir à des coffrages plus perfectionnés dont les caractéristiques sont telles qu'une fois le montage réalisé dans la galerie, les phases de mise en place, de décoffrage et de transport au lieu d'utilisation suivant ne relèvent plus que d'opérations simples n'exigeant qu'une main-d'œuvre réduite. On en est arrivé ainsi aux coffrages à panneaux articulés, dits également télescopiques, car une de leurs caractéristiques et de leurs avantages principaux est de circuler moyennant des manœuvres mécaniques simples, soit à travers des sections de souterrain déjà revêtues soit même à travers des sections d'ouvrage bétonnées, encore sur coffrage (fig. 7). L'adoption de ce type conduit donc en général, en contre partie d'un coût plus élevé, à une réduction notable des temps morts dans la progression du chantier de bétonnage.

En ce qui concerne le calage des coffrages, calage d'autant plus précis que les pentes imposées sont très faibles, il doit viser principalement à assurer la stabilité

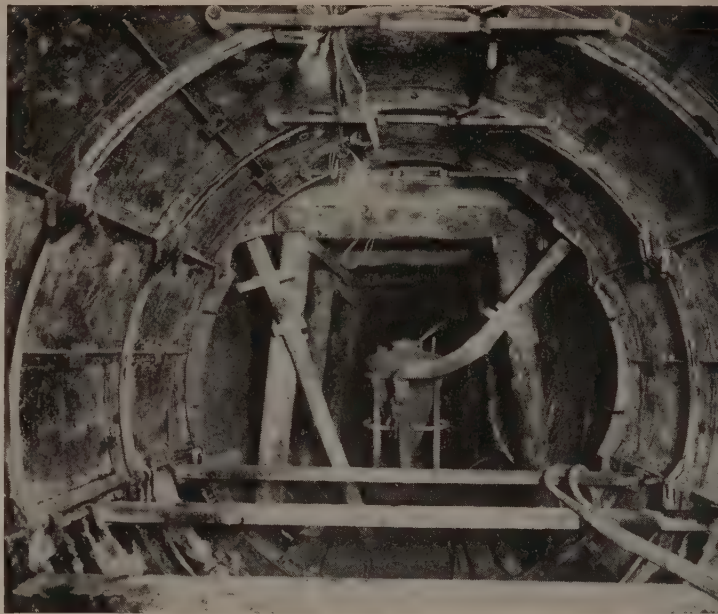


FIG. 6. — Coffrage à panneaux indépendants.
Au second plan, injecteur pneumatique et la tuyauterie de mise en place du béton.

de l'engin sous les effets conjugués de la poussée du béton et des phénomènes vibratoires.

Pour la mise en place du béton, on a dû adapter le choix de l'appareillage tant à la nécessité de réaliser en une seule phase la coulée de la longueur d'aqueduc correspondant au linéaire unitaire du coffrage, en général de 7 à 12 m, qu'aux possibilités d'alimentation en béton de cet appareillage.

Le béton est toujours fabriqué en surface. Pour l'alimentation du chantier souterrain, plusieurs solutions s'offrent alors, dont le choix dépend le plus souvent des circonstances locales (profondeur du puits, encombrement de celui-ci, éloignement maximum de la phase de bétonnage, section de l'ouvrage à réaliser et volume du béton à mettre en œuvre).

Pour la mise en place proprement dite, après un court essai, les pompes à béton, installées à la base des puits ont été progressivement abandonnées au bénéfice à peu près exclusif des injecteurs pneumatiques. Dans le souterrain ceux-ci sont montés soit à poste fixe, soit sur chariot mobile. Leur remplissage est le plus souvent réalisé depuis la surface par l'intermédiaire d'une goulotte installée dans le puits, plus rarement par benne à clapet, plus exceptionnellement encore à la surface même ; cette dernière solution, récemment adoptée sur un chantier en cours où la galerie se développe à 90 m de profondeur, permet notamment de résoudre le problème de l'encombrement des puits desservis par des chevalements de mine.

Quelle que soit la position de l'injecteur (fig. 6), la mise en place du béton s'effectue à l'heure actuelle au moyen d'une lance flexible qui termine la tuyauterie branchée sur l'appareil. Cette lance est dirigée en clé sensiblement dans l'axe longitudinal de l'ouvrage et

poussée au début du coulage vers l'extrémité du coffrage.

Le béton en quelque sorte « fluidifié » par la vibration des coffrages coule de chaque côté et l'on recule la lance au fur et à mesure du clavage du béton. Ce procédé permet d'obtenir des anneaux absolument homogènes. A l'origine, les coffrages comportaient à diverses hauteurs des hublots à travers lesquels on effectuait la coulée, mais la projection assez brutale du béton en face de la paroi provoquait des ségrégations et le clavage ne pouvait être en fait que difficilement assuré.

A signaler l'apparition d'un injecteur nouveau qui assure une mise en place régulière et continue du béton, alors que les appareils employés jusqu'à ce jour ne pouvaient procéder, de par leur principe même, que par pulsations successives, de grande violence. On peut dans ces conditions être assuré d'une meilleure homogénéité du matériau.

Au fur et à mesure de la coulée du béton, on met en action les vibrateurs de coffrage, en général pneumatiques, qui provoquent un bon tassement, assurent un parfait remplissage des vides et réalisent l'enduit incorporé (voir photographie de couverture).

Le décoffrage peut s'effectuer dans un délai de 24 à 48 h, ce qui permet, avec un jeu de coffrages assez réduit, d'assurer la continuité dans l'activité des équipes de bétonnage.

En ce qui concerne la composition du béton, elle doit

être déterminée sur chaque chantier en fonction des circonstances particulières à celui-ci, notamment des épaisseurs à réaliser.

Dans certains cas on améliore la maniabilité par addition au béton d'un « plastifiant » entraîneur d'air.

Les ciments utilisés couramment ont été les métallurgiques de haut fourneau, de préférence aux laitiers de prise plus lente, en certains cas les ciments sursulfatés, et plus récemment enfin les ciments puzzolano-métallurgiques aux cendres volantes qui donnent des résultats excellents.

En définitive on peut dire qu'après avoir fait l'objet d'une grande variété de recherches sur une trentaine d'années, le revêtement des galeries de moyenne section en béton tassé mécaniquement semble à l'heure actuelle avoir profité des perfectionnements d'ordre général intervenus depuis dans la confection et l'usage des coffrages métalliques, ainsi que dans les appareils de mise en place du béton.

Il pourra vraisemblablement bénéficier encore d'éventuels progrès à intervenir dans les qualités des liants et de leurs adjuvants.

Des perfectionnements de détail permettront probablement d'en accroître le champ d'utilisation ; c'est ainsi à titre d'exemple que, pour éviter le délavage du béton dans un terrain fortement aquifère et difficile à essorer, on a été conduit à appliquer un revêtement de tôles minces sur le parement du terrassement.

- A. Avant bec pour levage du coffrage de radier.
- B. Chariot transporteur du coffrage, longueur: 13,60.
- C. Superstructure mobile verticalement actionnée par des vérins à huile.
- D. Coffrage complet, longueur 7,50.
- E. Pour la démonstration : Élément de coffrage abaissé et replié.
- F. Vérin à vis pour le repliement du coffrage.
- G. Coffrage de radier, longueur 7,50.
- H. Vérins de réglage et de calage.



(Photo J. C. Bollier.)

FIG. 7. — Coffrage télescopique moderne et son chariot transporteur interne (montage de démonstration).

Enfin sa conjugaison avec des procédés de soutènement très particuliers pourra vraisemblablement lui réserver une participation à des réalisations pour lesquelles jusqu'à présent son emploi s'avérait difficile, sinon impossible.

* * *

C'est un procédé de cet ordre que nous allons maintenant analyser en précisant dès l'abord que, dans celui-ci, l'utilisation du béton tassé mécaniquement ne devient qu'un accessoire, à peu près indispensable il est vrai. L'originalité de la méthode réside principalement dans le mode d'exécution des terrassements conjugué avec la réalisation d'un cuvelage composé de voussoirs préfabriqués en béton armé.

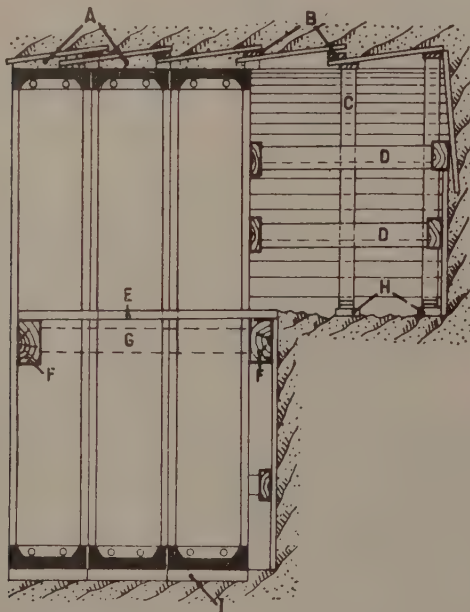
Ce procédé, protégé présentement par brevets, permet dans les meilleures conditions de rapidité et de sécurité la réalisation d'une galerie dans une couche géologique particulière dite des sables de Beauchamp que l'on rencontre en divers points du sous-sol de la région parisienne.

Ces sables extrêmement fins, dont la couche atteint une épaisseur de 10 à 15 m, contiennent en outre des formations gréseuses extrêmement dures, plus ou moins abondantes suivant le site, constituées soit par de simples nodules, soit par de véritables bancs d'épaisseur et de dimensions variables, soit même, curieusement, par des sphères à peu près parfaites dont le diamètre peut

atteindre 2 m. Quand nous aurons ajouté que cette couche de sables de Beauchamp est baignée par une nappe très importante, dont l'essorage est très difficile eu égard au très faible coefficient de perméabilité du milieu, nous aurons défini les difficultés exceptionnelles auxquelles se heurte dans un pareil cas la réalisation de galeries souterraines.

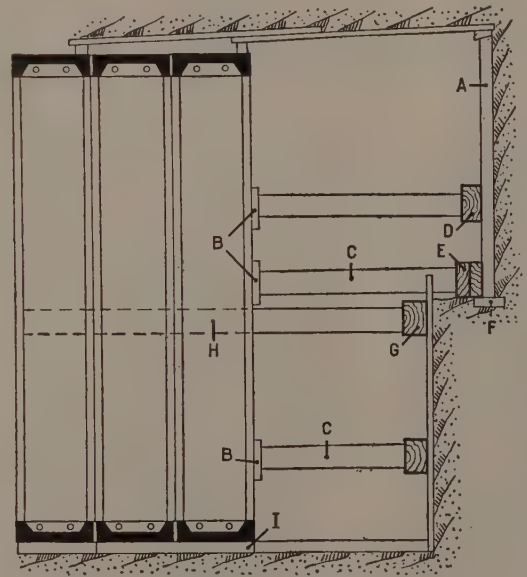
L'exécution du revêtement en béton tassé mécaniquement suivant les procédés généraux que nous venons d'évoquer se heurterait ici à une impossibilité évidente ; la tenue d'un tel terrain durant le temps nécessaire à la réalisation d'un avancement suffisant, même de longueur limitée, ne peut valablement être escomptée, le drainage de la nappe provoquant l'entraînement de quantités importantes d'éléments fins ; ces entraînements conduisent à une décompression du terrain suffisante pour mettre en péril la stabilité du soutènement, sans compter les cas nombreux où ils peuvent provoquer des vides extrêmement importants à l'avancement, vides dont la découverte et le franchissement sont toujours délicats.

Dans ces conditions, on avait jusqu'à présent résolu tant bien que mal le problème par recours à l'utilisation de la méthode traditionnelle en pareil cas : terrassement de quelques travées en demi section supérieure avec blindage jointif, paillage et même colmatage au ciment rapide, puis maçonnerie immédiate en moellons ou en moellons et ainsi de suite, heureux encore lorsque l'on pouvait réserver pour une phase ultérieure la reprise du stross des piédroits et du radier. Il est inutile de préciser que, dans de telles conditions, on s'éloi-



- | | |
|------------------------------------|----------------------------------|
| A. Coulis d'injection. | E. Platement. |
| B. Cerces métalliques abandonnées. | F. Supports de platement. |
| C. Cerce mobile. | G. Basting de calage. |
| D. Tirants. | H. Semelles. |
| | I. Madrier de réglage en profil. |

FIG. 8. — Exécution de la galerie (procédé par voussoirs).
Schéma de boisage, en très mauvais terrain.



- | | |
|--------------------------------------|--|
| A. Gendarmes bastinges. | F. Cales. |
| B. Cale et coins. | G. Pièce bois servant aussi d'échafaudage. |
| C. Bastinges. | H. Bastinges bout à bout abandonnés. |
| D. Ceinture un madrier. | I. Madrier de réglage en profil. |
| E. Ceinture deux madriers assemblés. | |

FIG. 9. — Exécution de la galerie (procédé par voussoirs).
Schéma de boisage en terrain médiocre.

gnait forcément du profil circulaire ; en conséquence le volume des terrassements ainsi que celui du revêtement dans lequel il fallait parfois inclure des éléments de béton armé, en radier surtout, se trouvaient majorés dans une très notable proportion alors que la cadence d'avancement tombait à une valeur très faible.

C'est pour résoudre le problème posé par la construction d'un tronçon de l'émissaire Nord-Est galerie de 3,25 m de diamètre, en l'occurrence se développant sur une longueur de près de 1 000 m dans les sables de Beauchamp aquifères, à une profondeur de l'ordre de 40 à 90 m, qu'a été mise à l'essai sur la proposition de l'Entreprise la méthode dite des voussoirs.

Les voussoirs en béton armé qui constituent le revêtement primaire présentent, en plus massive, la forme bien connue des voussoirs en fonte ou en acier utilisés le plus souvent lorsqu'on traverse des terrains fluents avec un bouclier.

Le prix du métal, fonte ou acier, étant très élevé, des essais avaient été faits à diverses reprises en vue d'utiliser des blocs préfabriqués en béton, mais le poids de ces blocs, la liaison entre ceux-ci et la façon de les maintenir en place jusqu'au moment du clavage ont soulevé maintes difficultés.

Les voussoirs utilisés pour la réalisation de la galerie en cause lèvent ces sujétions et offrent les mêmes avantages que les voussoirs métalliques, tout en étant moins coûteux.

Au surplus, dans le cas actuel, ils sont posés directement sans utilisation d'un bouclier.

Schématiquement l'exécution du souterrain s'opère de la façon suivante : Réalisation par anneaux successifs de 0,60 m de longueur d'un revêtement primaire, ou cuvelage, en voussoirs de béton assemblés entre eux ainsi qu'aux anneaux adjacents à l'aide de boulons. A l'intérieur de ce cuvelage, chemisage en B. T. M. destiné à obtenir le gabarit définitif de la galerie.

Le terrassement est exécuté sur sa section complète au gabarit extérieur de l'ouvrage pour la pose soit d'un seul anneau en très mauvais terrain (fig. 8), soit, si possible, de deux anneaux, mais toujours avec une longueur supplémentaire pour le dégagement nécessaire aux opérations de colmatage, d'injection et d'épuisement (fig. 9).

La fouille est abordée en deux phases : la partie supérieure (fig. 10), puis la partie inférieure.

Le front de taille supérieur, après son achèvement, est constitué par des bastings verticaux jointifs formant masque, dont l'extrémité supérieure qui épouse le gabarit extérieur de la galerie supporte les planches longitudinales de blindage, lesquelles sont tenues à l'arrière sur l'anneau précédent par l'intermédiaire d'une cale. Une ou plusieurs pièces transversales en bois équarri, butonnées à l'arrière sur un anneau en

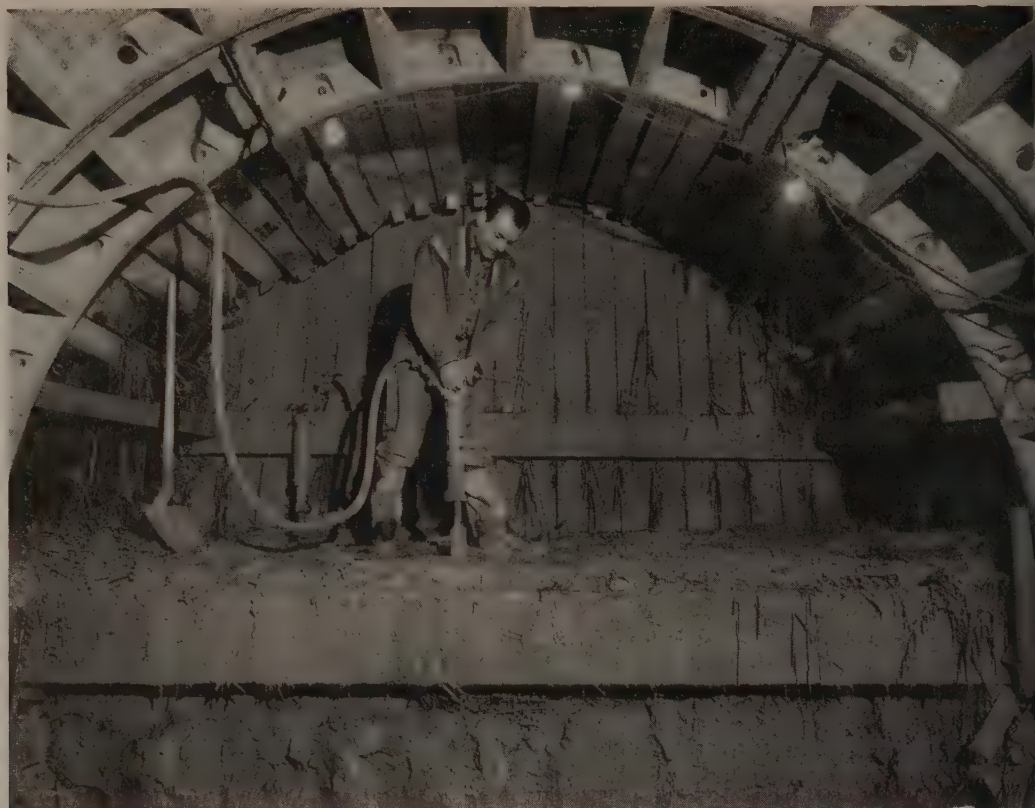


(Photo J. C. Bollier.)

FIG. 10. — Méthode des voussoirs.
Terrassement de la demi-section supérieure. Ouverture du gendarmage et attaque du four.

FIG. 11. — Attaque de la demi-section inférieure.

A l'arrière-plan, blindage du front de taille, ceinture, pièces d'appui et calage du blindage de ciel.



(Photo J. C. Bollier)

place, assurent la tenue du blindage vertical (fig. 11).

Le front de taille inférieur est décalé en arrière du premier afin de permettre l'enfilage vertical des planches (fig. 12).

Les bastings du masque sont récupérés et servent un certain nombre de fois.

Dans un mauvais terrain en ciel, on donne au décalage entre les deux parties du front de taille la longueur d'un anneau afin de pouvoir basculer les planches longitudinales de blindage en les enfilant par l'arrière entre une cerce métallique qui sera abandonnée et une cerce intérieure provisoire.

Les venues d'eau sont collectées, soit dans un drain aboutissant dans un puisard à une certaine distance en arrière, soit directement dans un petit puisard aménagé dans la surlongueur de terrassement; dans les deux cas les eaux sont évacuées par pompage.

En fait la deuxième solution a finalement été adoptée dans les sables de Bauchamp qui, bien que gorgés d'eau, sont imperméables en raison de leur granulométrie très fine (sables bouillants) et exsudent peu pendant le temps très court du terrassement (9 h) et de la pose et injection d'un anneau (3 h).

Un anneau de revêtement en place a 0,60 m de longueur; il est composé de quatre voussoirs inférieurs A, de deux voussoirs supérieurs B et d'une clé C (fig. 13).

Chaque voussoir, fabriqué en usine sur table vibrante, pèse 280 kg environ; il est formé d'un élément de cylindre allégé par quatre alvéoles en tronc de pyramide rectangulaire; son épaisseur totale est de 0,15 m

sur nervures et de 0,05 m au fond des alvéoles. Les quatre nervures bordantes sont percées de trous de 28 mm pour le passage des boulons d'assemblage et leurs surfaces latérales sont parfaitement dressées.

Afin d'éviter qu'un travail anormal du revêtement n'amène des cassures, une certaine élasticité est conservée à l'ensemble par les dispositifs suivants (fig. 13) :

- entre chaque voussoir d'un même anneau on interpose une feuille plastique en jute bitumée et surfacée de 4 mm d'épaisseur;
- entre deux anneaux consécutifs on met en place une corde goudronnée.

Ces mesures contribuent également à assurer l'étanchéité de l'ouvrage; toutefois il est nécessaire de parachever celle-ci par l'ensemble des engins suivants :

- adjonction au montage de chaque boulon de serrage de deux rondelles en corde goudronnée;
- insertion dans chaque joint d'un cordon de « Phil-plug » à base d'amiante et de liant hydraulique en poudre;

— remplissage de tous les vides pouvant subsister derrière l'anneau à l'aide d'une injection de mortier de ciment introduite par un trou de 50 mm réservé dans chaque voussoir; cette injection servant aussi à consolider le terrain alentour, ainsi qu'on le verra plus loin.

Le montage d'un anneau s'opère de la manière suivante :

Les voussoirs inférieurs sont d'abord posés sur des calages bien réglés et ensuite boulonnés entre eux ainsi



(Photo J. C. Bollier.)

qu'à l'anneau précédent; les voussoirs des flancs suivent symétriquement. En ce qui concerne les voussoirs supérieurs, il est nécessaire d'établir un plancher, soutenu du côté du front de taille, par la pièce transversale d'étalement et de l'autre côté par une autre pièce coincée dans un anneau précédent. Ces deux derniers voussoirs sont amenés sur le plancher au moyen d'un treuil et leur mise en place, ainsi que celle de la clé, est faite jusqu'à présent à bras d'homme par basculement et appui sur les voussoirs de flancs; cette opération de force manuelle est de courte durée, la manœuvre se trouvant soulagée dès que les boulons sont passés.

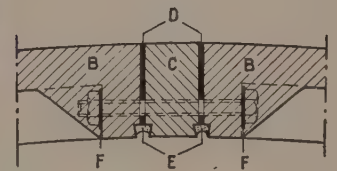
Aussitôt la pose d'un anneau terminée, les interstices subsistant à l'avant entre le terrain, les planches de blindage et l'anneau sont bouchés par de la glaise provisoirement; l'on procède alors au blocage du revêtement sur le terrain par l'injection, à faible pression, d'un coulis de mortier de ciment épais, en commençant par le bas. Le choix du dosage de l'injection en ciment et en sable fin siliceux est déterminé à chaque fois selon le comportement du terrain et le volume des vides à remplir.

Cette consolidation du terrain par injection doit être exécutée au fur et à mesure au droit de chaque anneau, afin d'offrir au revêtement une butée qui puisse s'opposer efficacement à toute poussée dissymétrique et, de ce fait, empêcher que se produisent des moments de flexion dans le cuvelage.

Cette première passe d'injection sera complétée ultérieurement par une deuxième sous plus forte pression, accroissant encore l'étanchéité de l'ensemble.

A. Eau (niveau variable).

FIG. 12. — Achèvement du terrassement pour la pose de deux anneaux.



- A. Quatre voussoirs A.
- B. Deux voussoirs B.
- C. Voussoir de clé C.
- D. Joints en paraffine.
- E. Joints en philplug (en cordon maté).
- F. Rondelles métalliques et rondelles d'étanchéité.
- G. Joint entre deux anneaux.
- H. Cordon de 14 mm toron simple en jute goudronné.
- I. Chemisage intérieur en béton tassé mécaniquement.

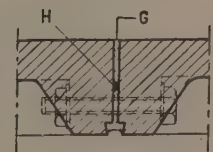
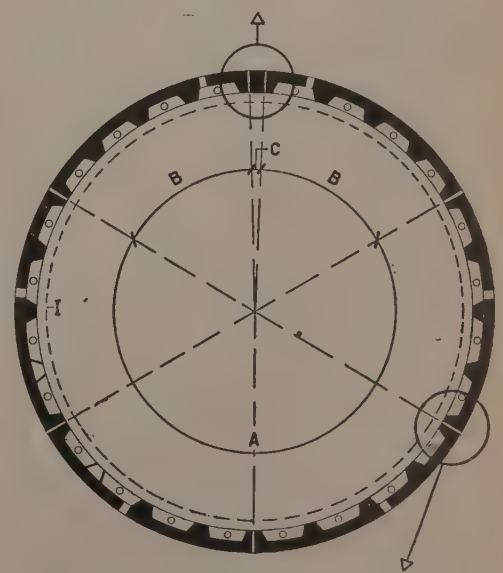
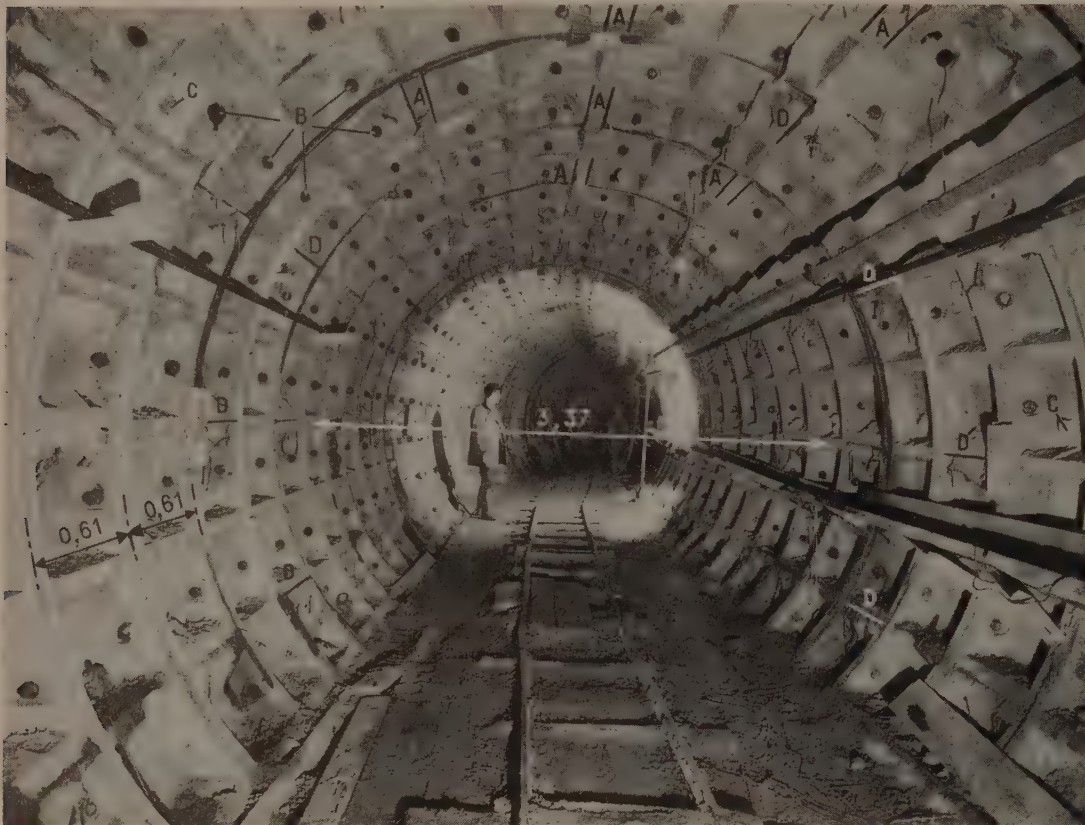


FIG. 13. — Coupe de voussoirs.



A. Clé.
B. Boulons.
C. Trou pour injection.
D. Joint.

FIG. 14. — Revêtement primaire en voussoirs terminé.

(Photo J. C. Bollier.)

La durée de pose d'un anneau et de la première passe d'injection est en moyenne de 3 h.

Après l'achèvement de la pose du revêtement primaire de la deuxième passe d'injection et du jointement des voussoirs sur la mi-distance entre deux puits (fig. 14) on entreprend le chemisage destiné à assurer le gabarit intérieur à 3,25 m de diamètre.

Ce chemisage en béton de gravillon coulé derrière coffrages métalliques et tassé mécaniquement à 0,06 m d'épaisseur devant les nervures des voussoirs et 0,16 m dans les alvéoles. Il est réalisé par longueurs de 10 m au cours de la journée.

Le coffrage du type à couchis (fig. 15) est constitué par des cerces métalliques distantes de 1,50 m et maintenues en place sur le revêtement primaire par des vérins à vis. Sur ces cerces, on monte les couchis métalliques au fur et à mesure du remplissage en béton jusqu'à la partie supérieure, où le clavage est exécuté en béton très sec sur panneaux coulisseaux de 0,50 m. Le béton est pervibré. Une légère vibration des coffrages donne le « lissé » (fig. 16).

En raison de la faible épaisseur du chemisage, on a adopté pour l'amenée du béton derrière le coffrage le transporteur pneumatique signalé précédemment qui fonctionne « en continu » avec une vitesse de progression réglable, contrairement aux injecteurs habituellement utilisés en souterrain qui projettent violemment le béton « en discontinu » (fig. 17 et 18).

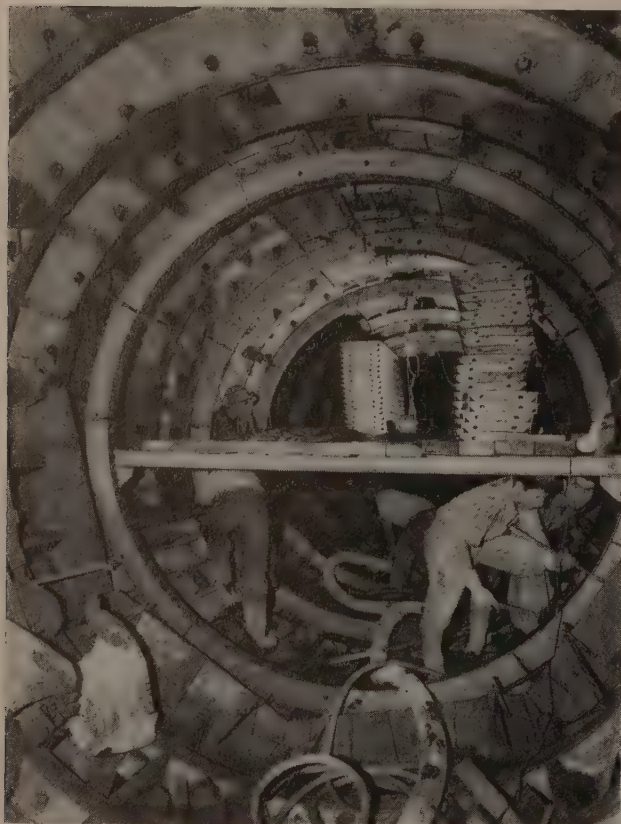


FIG. 15. — Exécution du chemisage en béton tassé mécaniquement
Pose du coffrage à couchis.

(Photo J. C. Bollier.)



FIG. 16. — Coulage du béton tassé mécaniquement derrière le coffrage à couchis.



(Photos J. C. Bollier.)

FIG. 17. — Injecteur pneumatique à béton à fonctionnement continu.

Au premier plan, skip de chargement de l'appareil.

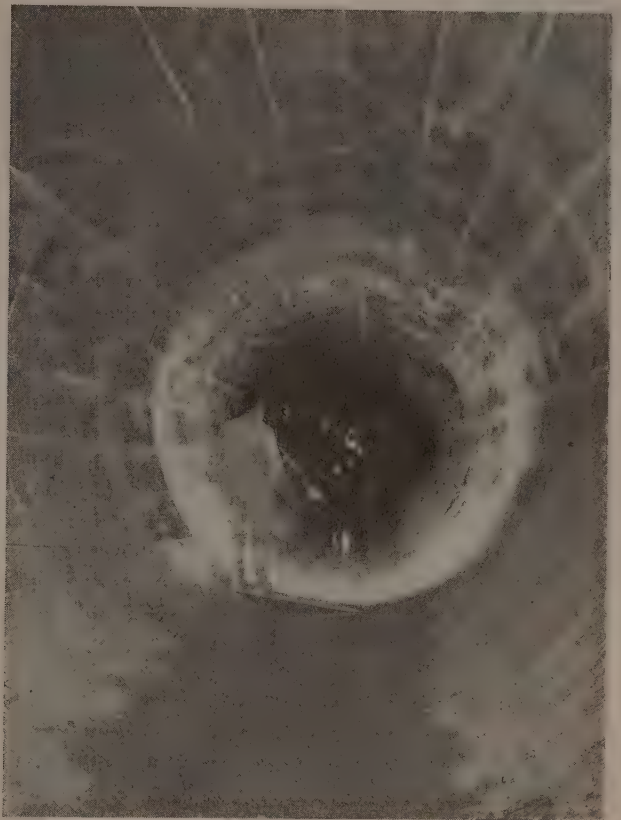


FIG. 18. — Ouvrage terminé.

Tout compte fait, ce procédé, grâce principalement à la constitution du revêtement primaire qui suit immédiatement le terrassement, offre une grande sécurité dans les terrains difficiles parce que, la découverte sur bois étant de faible volume et de courte durée, les terrains n'ont ni la place ni le temps de se mobiliser et d'exercer par leur mouvement des poussées trop considérables.

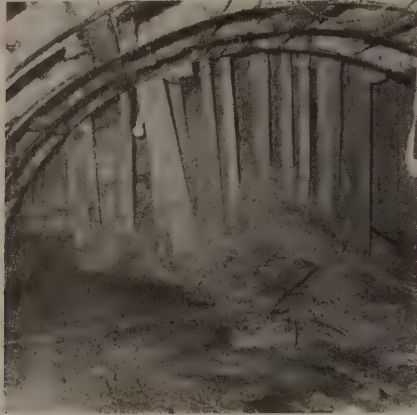
Pour traverser des terrains très inconsistants sous forte pression d'eau, la méthode resterait encore valable, mais en atmosphère comprimée, le mode de terrassement pouvant être remplacé, dans les cas extrêmes, par l'emploi du bouclier.

Nous signalerons enfin que le procédé est en cours d'essai sur deux autres chantiers pour application à un ouvrage de 3,75 m de diamètre, cette fois, se développant dans un site géologique semblable, quoiqu'avec une proportion plus importante, semble-t-il, de formations gréseuses.

En tout état de cause, l'application de cette méthode, qui paraît constituer un progrès réel, a permis de construire dans un délai de huit mois, délai très court compte tenu de la nature du terrain et de la période de mise au point du procédé, 700 m de galerie de 3,25 m. Cela correspond à un avancement journalier moyen de deux anneaux soit 1,20 m par attaque, alors que la méthode traditionnelle dans les mêmes circonstances

n'aurait permis, au mieux, que de réaliser 40 à 50 cm.

En ce qui concerne la sécurité, lorsque des difficultés surgissent, et ce ne peut être qu'au front de taille (fig. 19), l'organisation générale du chantier, telle que nous venons de la décrire, permet de rester maître de la situation, sans recourir à des solutions hâtives; des sondages peuvent même permettre une exploration méthodique du terrain à l'avancement, en vue de déterminer de façon précise la marche à suivre pour la reprise de la progression.



(Photo J. C. Bollier.)

FIG. 19. — Incident au front de taille.

Le blindage est disloqué, la stabilité du tunnel reste entière et la sécurité certaine.

Si la traversée de certaines couches géologiques pose, ainsi que nous venons de le voir, de sérieux problèmes, le franchissement de la Seine en siphon par les grands émissaires, justifie également l'adoption de méthodes spéciales d'exécution.

D'une façon générale la réalisation d'une traversée sous fluviale peut se concevoir de deux façons : soit par construction *in situ* (sous la condition toutefois que la section de l'ouvrage ne soit pas incompatible avec

ce procédé), soit par immersion dans une souille draguée.

Sur les huit traversées sous fluviales que nécessitera la réalisation des grands émissaires, trois ont été exécutées à l'heure actuelle :

- une à Chatou sur l'émissaire Sèvres-Achères par deux procédés d'immersion différents, la présence de l'île de Chatou ayant permis de scinder en deux l'exécution et de procéder à une double expérience;

- une à La Frette pour le même émissaire, par construction classique *in situ* au bouclier dans l'air comprimé;

- enfin à La Frette encore, et à proximité immédiate de la précédente, la traversée sous fluviale de l'émissaire Saint-Denis-Achères exécutée par immersion et qui a permis d'utiliser un procédé dérivé de celui que l'on avait employé à Chatou dans le bras navigable.

C'est la méthode choisie après mise au concours pour cette dernière réalisation, laquelle vient tout juste d'être achevée, que nous voudrions exposer schématiquement.

Cette traversée sous fluviale est, comme dans les deux autres cas d'ailleurs, constituée par une galerie cylindrique unique de 3,25 m de diamètre intérieur. Son profil en long, déterminé en fonction du procédé d'exécution, suit au plus près en extrados le gabarit du lit de la Seine imposé par le Service de la Navigation et tient compte à la fois des fosses pouvant exister actuellement et des possibilités d'un rescindement futur des berges.

Compte tenu des dispositions locales, ce profil (fig. 20) d'une longueur développée de 200 m environ, comporte à l'amont sur 50 m une branche très faiblement inclinée (à peu près 13 %) se raccordant à un tronçon de 119 m de longueur quasi horizontal terminé par une branche aval inclinée à 50 %. Si, pour la mise en place des ouvrages de faible section, le procédé d'immersion comporte en général une seule volée pour l'ensemble de la traversée (feeders de gaz, siphons de petits diamètres), il ne peut en être de même pour une réalisation de cette importance.

C'est donc par tronçons que l'immersion est effectuée, tout comme il en avait été précédemment à Chatou.

FIG. 20. — Émissaire Saint-Denis-Achères

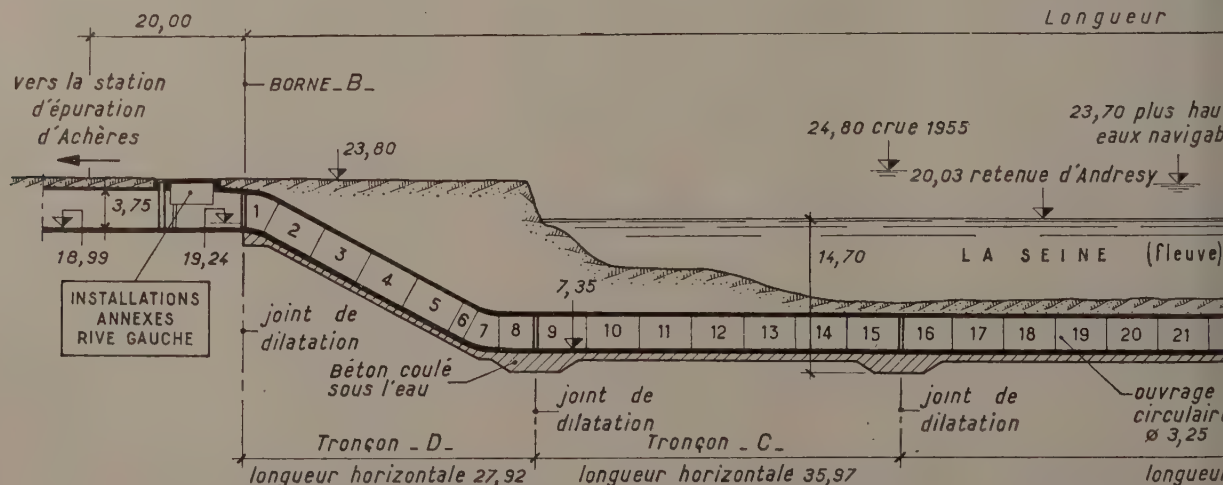




FIG. 21. — Chatou. Traversée du petit bras.
Mise à l'eau d'un tronçon de 200 t
(longueur 20 m environ).

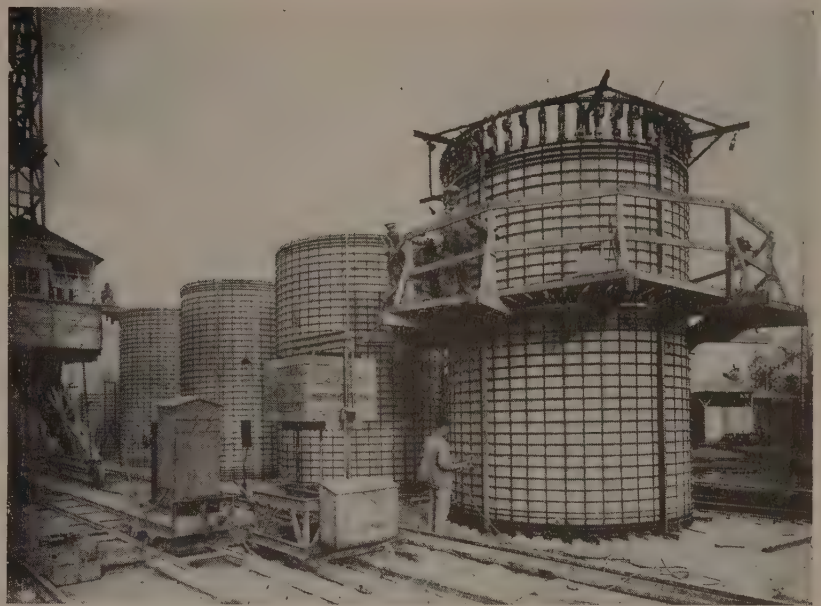


FIG. 22. — Chatou. Traversée du bras navigable.
Eléments de 5 m. Mise en tension des armatures
et calages avant gunitage.

Nous rappellerons très brièvement qu'à Chatou la traversée du petit bras avait été réalisée sous forme d'éléments cylindriques en béton armé classique d'une vingtaine de mètres de longueur, pesant 200 t environ, construits sur berge et roulés à l'eau (fig. 21); l'originalité du procédé résidait essentiellement dans le mode d'assemblage des tronçons, immergés après avoir été amenés en position par flottage et dont l'emboîtement des extrémités spécialement conçues s'opérait sous l'effet d'une poussée hydrostatique naturelle de l'ordre d'une centaine de tonnes.

La traversée du bras navigable était constituée, quant à elle, par des tronçons de 70 à 75 m composés eux-mêmes d'éléments de 5 m de longueur en béton précontraint.

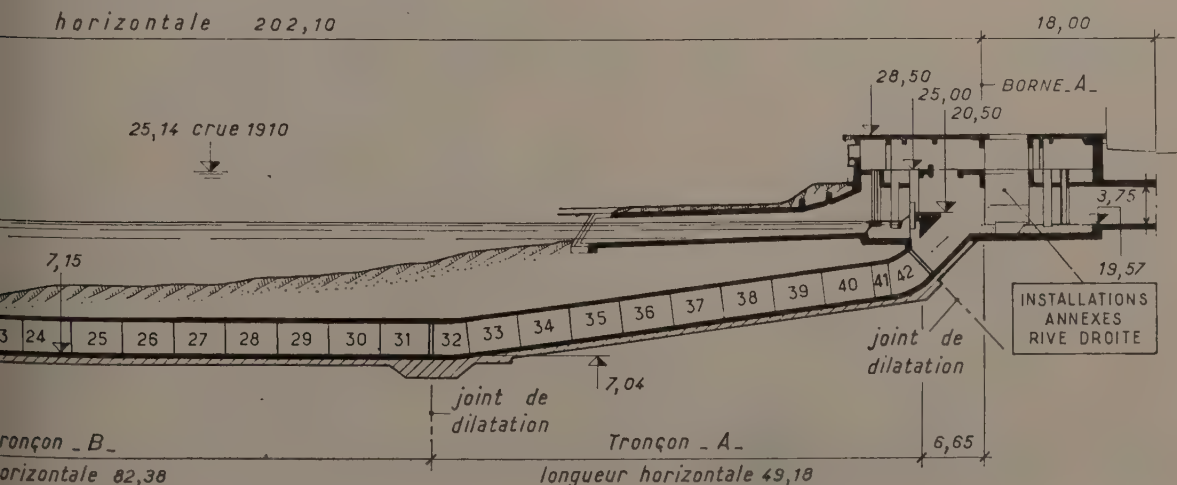
Ceux-ci comportaient un noyau cylindrique de béton tassé mécaniquement de 0,18 m d'épaisseur coulé ver-

ticalement sur berge. Après durcissement, on disposait autour de ce noyau une armature à une seule nappe constituée de génératrice de section rectangulaire très rigoureusement espacées et de directrices soudées en bout par résistance électrique et refoulement (fig. 22).

Des systèmes de vérins permettaient d'assurer la mise en tension des génératrices et des directrices; des cales en fonte en forme de coin insérées entre ces dernières assuraient la permanence des tensions. Un mortier protecteur de 0,07 d'épaisseur projeté au canon à ciment enrobait tous les fers et immobilisait définitivement les cales.

Sans entrer dans le détail des opérations, les éléments de 5 m convenablement obturés aux extrémités pour assurer leur flottaison, étaient descendus à l'eau et assemblés les uns aux autres par soudure des abouts

traversée sous fluviale, coupe longitudinale.



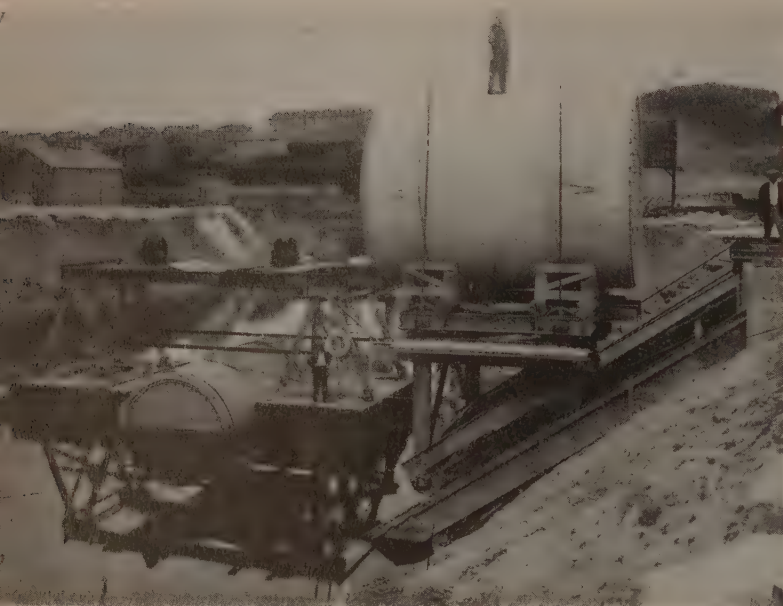


FIG. 23. — Chatou. Traversée du bras navigable.

Mise à l'eau d'un élément de 5 m.

L'assemblage des éléments en tronçon était réalisé dans l'eau.
Entre les pontons, tronçon en cours de constitution.

des génératrices et réalisation d'une collerette de mortier, jusqu'à constitution d'un tronçon (fig. 23).

Les tronçons conduits en place toujours par flottage étaient immergés dans la souille et déposés sur deux berceaux soigneusement nivelés par un scaphandrier. Un lit de sable était mis en place par injection d'eau de

façon à venir bloquer le tuyau sur le fond de souille. Les joints entre tronçons étaient réalisés à l'aide d'un caisson semi-torique formé de deux coquilles reliées entre elles à cheval sur les deux tronçons; on pouvait pénétrer dans ce caisson par une cheminée débouchant à l'air libre et exécuter le joint.

Après ce rappel nous allons examiner la méthode employée à La Frette pour la réalisation du siphon de Saint-Denis-Achères.

Elle comporte l'immersion de quatre tronçons :

— un de 83 m et un de 36 m pour la branche horizontale ;

— un de 49 m constituant la branche amont et un d'une trentaine de mètres pour la branche aval — ces deux derniers munis à chaque extrémité de deux éléments courbes pour les raccordements.

A remarquer que la différence entre les longueurs des tronçons formant la branche horizontale découle uniquement des particularités du lit de la Seine et de la nécessité de maintenir des passes navigables de largeur suffisante durant toutes les phases du chantier.

L'exécution de la souille dont le fond est situé à quelque 14 m sous l'étiage du fleuve est faite :

— par dragage pour les portions se développant dans les alluvions dont la couche atteint 3 m environ en moyenne ;

— par explosifs introduits dans des trous de mine forés à partir de pontons et déblaiement à la drague pour

FIG. 24. — La Frette. Éléments de 5 m coulés verticalement.



FIG. 25. — La Frette. Armatures d'un élément de 5 m.
On distingue les directrices, les génératrices et surtout les tubes pour le passage des câbles de précontrainte.

la partie qui, sur près de 6 m d'épaisseur, se situe dans le calcaire grossier.

Il y a lieu de signaler en outre la nécessité où l'on s'est trouvé de procéder à plusieurs reprises au nettoyage de la souille qui, à la suite de deux crues notamment, avait été partiellement remblayée par les dépôts abondants que charriait le fleuve. Ce nettoyage a été suivant les cas, obtenu par dragages complémentaires ou par émulseurs à air comprimé.

Comme pour le siphon de Chatou, chacun des tronçons est constitué d'un certain nombre d'éléments de 5 m, mais la constitution des éléments et leur mode d'assemblage, l'immersion des tronçons et plus particulièrement la nature et le nombre des appuis réalisés pour ceux-ci, le genre et le mode de confection des joints entre tronçons diffèrent profondément.

Les éléments sont exécutés en une seule fois en béton armé pervibré, coulé verticalement entre moules métalliques avec une épaisseur de 0,30 m (fig. 24).

Les armatures transversales sont constituées par deux nappes de cerces en acier mi-dur torsadé de 20 mm de diamètre qui ne sont pas mises en tension. Longitudinalement l'armature réalisée en ronds de 12 mm en acier doux ordinaire ne sert que de répartition et facilite la pose des cerces, mais vingt-huit tubes métalliques d'un diamètre intérieur de 42 mm sont répartis régulièrement et très rigoureusement en couronne entre les deux nappes d'armatures. Ces tubes permettront au montage le passage des câbles de précontrainte (fig. 25).

Pour la constitution des tronçons, les éléments, après durcissement suffisant, sont bardés grâce à un portique de 50 t et à une ceinture spéciale sur une aire appropriée établie sur la berge parallèlement au fleuve (fig. 26).

Ils sont en quantité suffisante disposés horizontalement les uns au bout des autres, en ménageant toutefois entre



FIG. 26. — La Frette. Portique de bardage des éléments de 5 m.
Tronçon en cours de préparation sur berge.





FIG. 27. — La Frette. Tronçon en cours de réalisation. On distingue entre chaque élément les intervalles pour les « joints à sec. »



deux éléments successifs un espace de 0,15 m. Ils sont soigneusement calés en plan et en altitude de façon que les orifices des tubes métalliques coïncident rigoureusement (fig. 27).

Il y a lieu de signaler dès maintenant que le premier et le dernier éléments de chaque tronçon ont été lors du coulage munis sur l'about qui doit constituer l'extrémité dudit tronçon, d'une couronne métallique en forme d'H destinée tant à servir d'organe de répartition des efforts dus à la précontrainte et à sa mise en œuvre, qu'à constituer les surfaces d'appui des joints entre tronçons.

Les vingt-huit câbles de précontrainte sont alors passés dans les gaines.

Dans chaque espace séparant deux éléments de 5 m, on rétablit la continuité de toutes les gaines à l'aide de morceaux de tôle mince d'aluminium enroulés en cylindre (fig. 28). Cette précaution permet d'isoler mécaniquement chaque câble du matériau constitutif du joint.

On réalise alors entre chaque élément, toujours sur berge, un joint dit joint à sec constitué par un anneau de béton de 0,15 m renforcé par deux cerces en acier

- | | |
|--|---------------------------|
| A. Câble. | C. Chatterton. |
| B. Gaine de câble \varnothing 42/45. | D. Feuillard d'aluminium. |

FIG. 28. — La Frette. Joint entre deux éléments préparé. On distingue les câbles de précontrainte et leurs gaines.

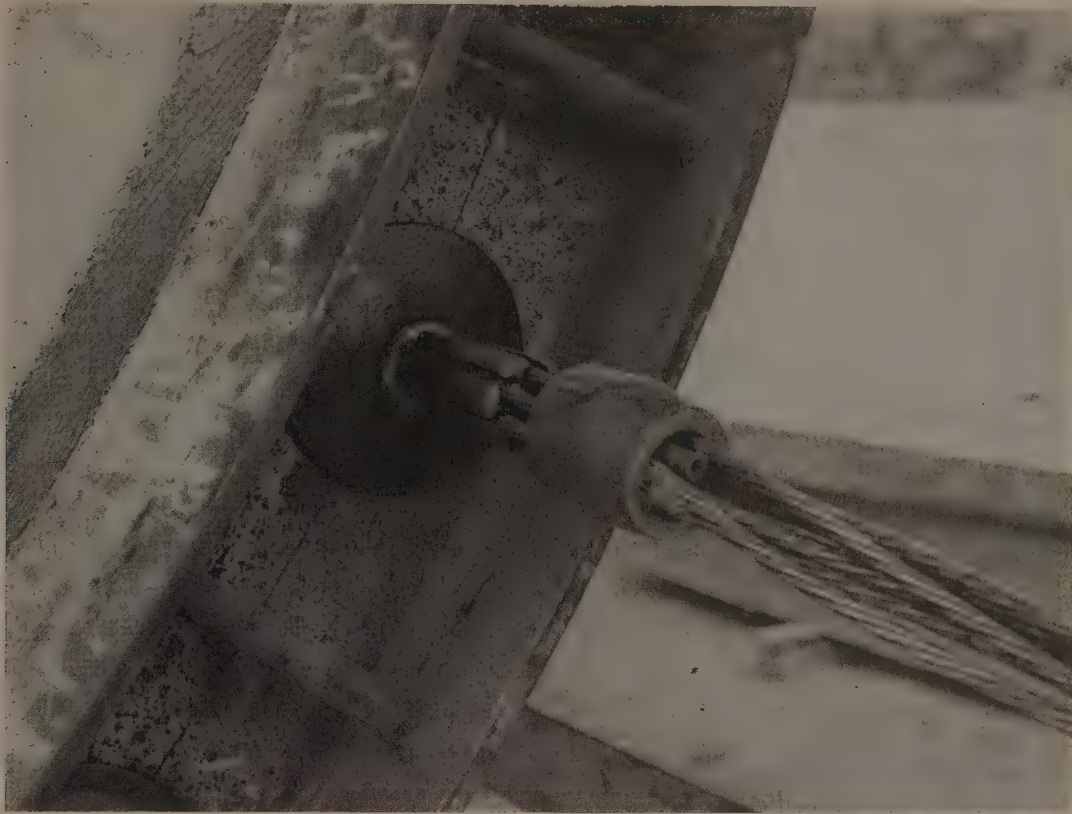


FIG. 29. — La Frette. Dispositif d'ancrage des câbles de précontrainte plaque d'appui, clavettes, frette.

torsadé ; ce joint d'épaisseur égale à celle des éléments est exécuté entre une virole métallique provisoire placée à l'intérieur et un coffrage tôle et caoutchouc que l'on déploie à l'extérieur au fur et à mesure.

L'armature de précontrainte, d'un diamètre de 32,4 mm, est formée de sept torons de sept fils de 3,6 mm de diamètre, en acier au carbone tréfilé 160-180. La précontrainte est réalisée par traction sur ces armatures et blocage à chaque extrémité par un dispositif d'ancrage particulier breveté.

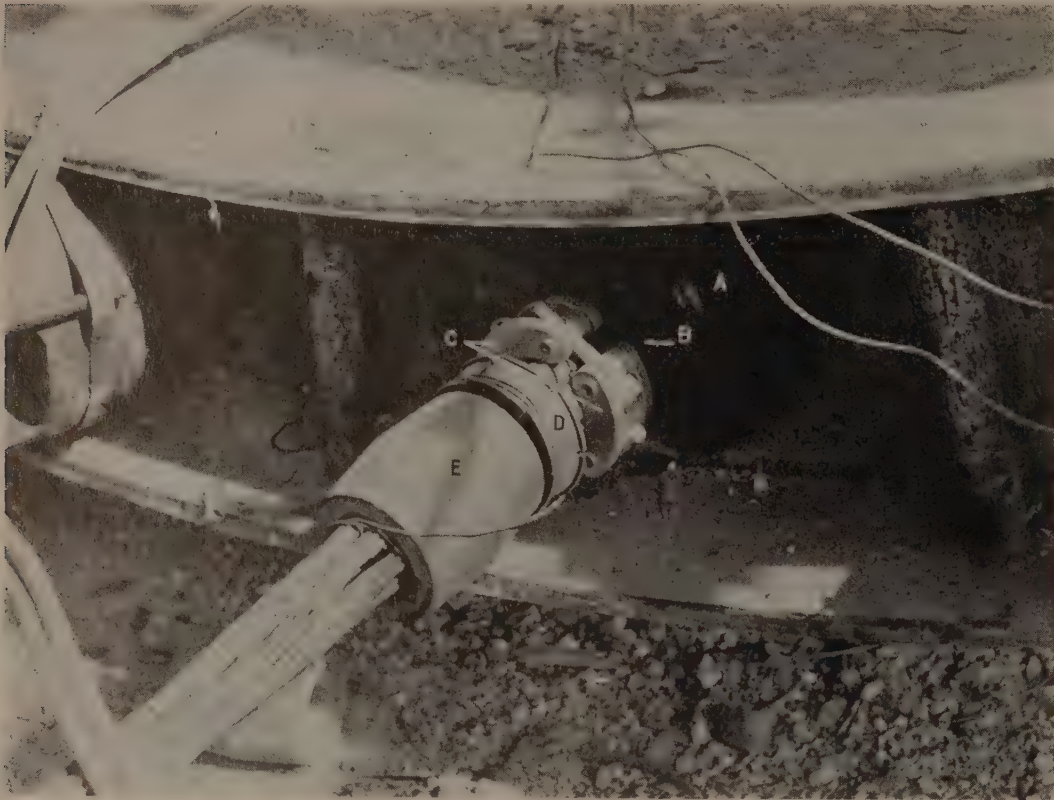
Un ancrage est constitué par une plaque d'appui, un jeu de clavettes et un manchon-frette venant serrer ces dernières. La plaque d'appui en acier mi-dur est percée en son centre de huit trous, dont sept répartis en couronne laisseront le passage à chacun des sept torons, le huitième, au centre, servant au passage d'un court tronçon de tube par lequel sera réalisée l'injection de blocage du câble dans sa gaine (fig. 29).

Cette plaque est destinée à répartir la tension de l'armature.

Les clavettes en acier demi-doux, qui viennent s'intercaler entre les torons sont profilées au contact de ceux-ci suivant deux surfaces cylindriques d'un diamètre légèrement inférieur à celui des torons. La surface extérieure de l'ensemble des sept clavettes constitue un cylindre complet légèrement chanfreiné à l'un de

ses bouts. La surface intérieure de la frette est également un cylindre comportant à une de ses extrémités un évasement torique. La frette, enfilée à force sur l'ensemble des clavettes, exercera sur celles-ci un serrage suffisant pour entraîner une pénétration des fils des torons dans le métal et le matriçage des clavettes dans la frette empêchera par ailleurs tout glissement.

La mise en tension est effectuée au moyen de vérins annulaires à double effet. Ces engins placés à chaque extrémité d'un câble, on exerce une première tension de 50 t environ pour obtenir une égalisation sur les sept torons. On place ensuite les sept clavettes entre les torons, on les enserre d'un collier provisoire et l'on approche des clavettes la frette préalablement enfilée sur le câble, en interposant un dispositif dit « de blocage » destiné à empêcher pour le moment la pénétration des clavettes dans la frette (fig. 30). Le tout est poussé jusqu'au contact des clavettes sur la plaque d'appui. On opère alors des tractions successives de 50, 65 et 70 t avec deux passages intermédiaires à une vingtaine de tonnes en vue d'obtenir l'écrouissage du câble. La tension de 70 t finalement maintenue (elle soumet chaque fil à un effort de l'ordre de 140 kg/mm^2) on rétablit le contact et on enlève le dispositif de blocage. Le second corps du vérin entre alors en jeu pour assurer le passage de la frette sur les clavettes et ce jusqu'à la plaque d'appui (fig. 31).



- A. Plaque d'appui.
- B. Clavettes.
- C. Collier de serrage des clavettes.
- D. Blocage des clavettes.
- E. Frette.

FIG. 30. — La Frette.
Dispositif d'ancrage des câbles
de précontrainte préparé
avant blocage.

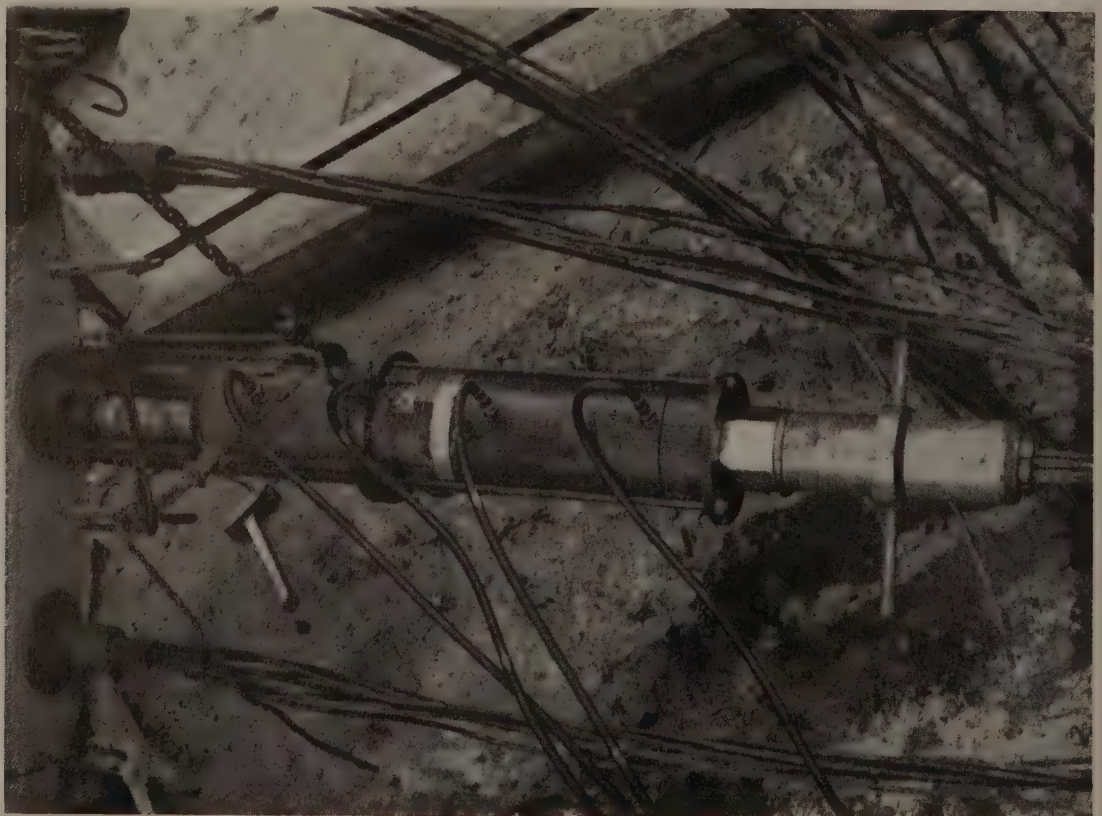


FIG. 31. — La Frette.
Mise en tension des câbles.
Vérin annulaire à double
corps.



FIG. 32. — La Frette. Câbles de précontrainte en tension : « perruque » des extrémités. On distingue les tuyaux pour l'injection des gaines de câbles.

On procède ainsi, symétriquement évidemment, à la mise en tension de tous les câbles, puis on coupe leurs extrémités à 0,20 m environ des plaques d'appui. Les fils sont rabattus et enrobés en même temps que les têtes d'ancrage dans un mortier de ciment. L'effort total de précontrainte avoisine alors 1 800 t (fig. 32).

Cette opération terminée, on procède à l'injection d'un coulis de ciment dans les gaines occupées par les câbles par l'intermédiaire des petits tronçons de tuyau qui traversent les plaques d'appui en leur centre (fig. 33).

Le tronçon ainsi constitué est équipé de tampons d'étanchéité incurvés, disposés en retrait à chaque extrémité; en outre, un nombre variable suivant les tronçons, de cloisons métalliques intérieures sont disposées de façon à réaliser un compartimentage de sécurité.

On fait alors rouler à l'eau le tuyau vide sur les deux plans inclinés spécialement préparés.

Malgré le poids important des tronçons (celui de 83 m ne pèse pas moins de 700 t) le lancement peut s'opérer sur deux appuis seulement, sans risque de fissurations dues à la flexion longitudinale grâce à la précontrainte (fig. 34).

Le tuyau à l'eau flotte naturellement. Après avoir encadré le tronçon de pontons spéciaux équipés de treuils et câbles, on introduit dans chacun des compartiments un lest d'eau de façon à obtenir un poids apparent de l'ordre d'une vingtaine de tonnes, qui permet d'exécuter sans efforts toutes les manœuvres de déplacement et d'immersion.

Pour les tronçons amont et aval, la répartition du lest d'eau est organisée de façon à obtenir un poids apparent

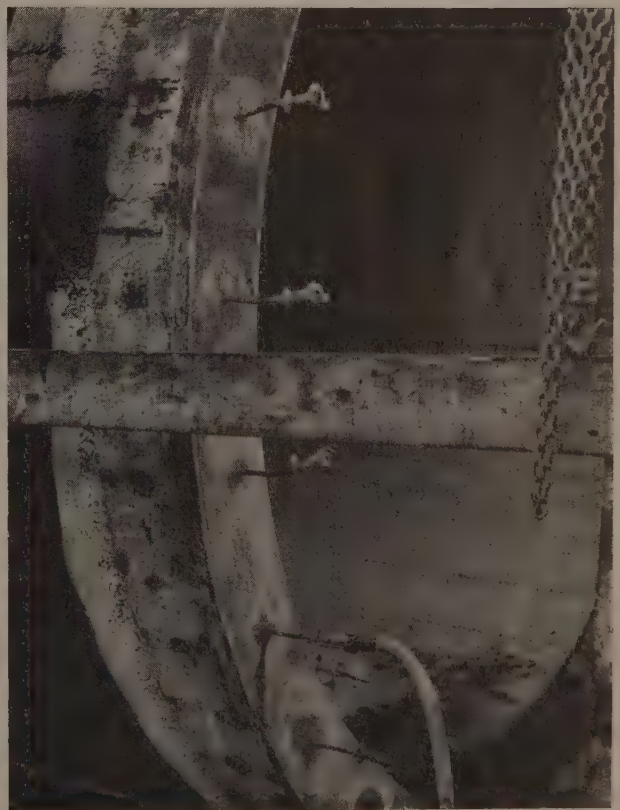


FIG. 33. — La Frette. Injection des gaines de câbles après achèvement de l'about du tronçon.



FIG. 34. — La Frette.
Mise à l'eau du tronçon
de 83 m.

du même ordre, mais en créant en même temps une inclinaison se rapprochant de la position définitive.

L'échouage est fait sur deux berceaux en béton armé préparés à l'avance, assortis de dispositifs de calage réglables. Le réglage est contrôlé de la surface par l'observation de palées repère. Ensuite le calage définitif est obtenu en coulant sous le tube un appui continu en béton immergé mis en place au moyen de goulottes articulées spéciales et en laissant libres les abouts.

La mise en place d'un tronçon terminée, on procède, immédiatement au remblaiement de la souille sauf aux extrémités pour permettre la confection des joints entre tronçons. Pour répondre aux spécifications du Devis Programme rédigé par l'Administration, ces joints devaient être souples. Ils sont en définitive constitués d'un joint extérieur et d'un joint intérieur comportant chacun une double épaisseur de caoutchouc enserrant une feuille de cuivre rouge façonnée en forme de lyre, qui permettent tous les jeux dus au retrait, à la dilatation ou même à d'éventuels mouvements de terrain (fig. 35).

Pour la pose des joints extérieurs il est procédé de la façon suivante : sur l'about du tronçon à raccorder au tronçon précédent, on place en attente avant l'immersion l'ensemble du joint décrit ci-avant, ainsi qu'une bande de tôle mince formant collier et munie des dispositifs de serrage nécessaires (fig. 36).

Ce tronçon dont l'about côté joint comporte également quatre éléments de profilés spéciaux destinés à assurer le centrage interne sur le tronçon déjà en place, est

immergé et placé au plus près de ce dernier et calé. Des scaphandriers ripent alors l'ensemble du joint à cheval sur les extrémités des deux tronçons qui sont constituées rappelons-le par des profilés en forme d'H. Ils procèdent alors au serrage du collier de tôle; on protège ensuite l'ensemble par enrobage en béton immergé, coulé directement dans la souille jusqu'au niveau du diamètre horizontal, puis dans un caisson coffrage spécial au-dessus (fig. 37). Compte tenu de la précision dans la préparation et de la nature des matériaux en contact le joint ainsi réalisé est déjà quasi parfait, ainsi que l'a prouvé l'expérience.



FIG. 35. — La Frette. Joint entre tronçon.
Lyre en cuivre avec plats en caoutchouc (présentation).

A. Lyre en cuivre recouverte
de feuilles en caoutchouc.
B. Tôle de serrage.

FIG. 36. — La Frette.
Joint préparé sur l'about d'un
tronçon avant la mise à l'eau.
On remarque les profilés de
centrage.



FIG. 37. — La Frette.
Caisson pour le coulage du
béton immergé à l'aplomb
des joints entre tronçons.

Le remblaiement de la souille est achevé au droit de ces joints. Lorsque ces opérations sont toutes terminées pour l'ensemble des tronçons, il ne reste plus qu'à les vider de leur eau de lestage en démolissant les cloisons internes au fur et à mesure et à procéder à la réalisation des joints intérieurs. Ceux-ci sont fixés sans difficultés sur les couronnes métalliques d'about par boulonnage avec interposition d'un anneau métallique épais assurant la répartition du serrage. Un simple enrobage de mortier les protège sans leur enlever leur caractère de démontabilité.

L'ouvrage ainsi terminé se présente alors, sans parachevements, sous l'aspect d'une galerie rigoureusement étanche d'aspect monolithique.

La conjugaison d'une précontrainte longitudinale continue pour chaque tronçon cette fois, et de la souplesse qu'autorise le système de joint entre ces derniers, assurent l'ouvrage contre tout risque de fissura-

tion éventuelle, soit sous l'effet des mouvements de terrain bien improbables d'ailleurs, soit sous l'effet des variations dans la valeur des contraintes en cas de mise à sec par exemple.

En conclusion de cet exposé, assez général malgré tout, sur quelques-unes des méthodes utilisées pour la réalisation d'aqueducs souterrains, il semble se dégager la certitude que les efforts persévérants et harmonieusement conjugués des entreprises et de l'Administration se soldent en définitive par un progrès continu dans la qualité intrinsèque des ouvrages, une économie substantielle tant dans les frais de premier établissement que dans ceux d'exploitation et, enfin par un accroissement dans la rapidité d'exécution et la sécurité des chantiers.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Je ne veux pas prolonger plus longtemps cette réunion. Je suis certainement votre interprète en remerciant et en félicitant M. Chemin. Il était extrêmement ingrat d'exposer ces méthodes par le menu, sans entrer dans trop de détails, mais en dégageant tout de même l'essence des procédés pour des gens aussi avertis que vous l'êtes dans cette assistance. M. Chemin l'a fait avec une précision et une clarté auxquelles, en me faisant votre interprète, je rends hommage.

(Reproduction interdite.)

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (38)

CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS

par **MM. M. ALBIGES,**Ingénieur des Arts et Manufactures,
Professeur à l'École Spéciale des Travaux Publics,
Chef de la section " Béton Armé " du Service central technique de la SOCOTECet **J. GOULET,**Ingénieur Arts et Métiers,
Ingénieur au Service central technique de la SOCOTEC

RÉSUMÉ

La présente note a essentiellement pour objet l'étude des problèmes posés par le contreventement des bâtiments élevés.

Ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend pleins ou avec ouvertures, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Il existe ainsi une très grande variété dans les dispositions adoptées en vue du contreventement.

Les auteurs se sont attachés à donner des solutions simples aux problèmes suivants :

- distribution de la résultante générale de l'action du vent, entre les divers plans de contreventement;
- stabilité sous l'action du vent d'un mur de refend avec ou sans ouverture, et de ses fondations;
- calcul des efforts dans un portique d'une travée symétrique ou dissymétrique, soumis à un système de forces horizontales;
- évaluation du déplacement horizontal du sommet d'un mur de refend ou d'un portique.

Des exemples numériques précisent le mode d'application des formules, et des abaques permettant une plus grande rapidité des calculs sont annexés à la note.

SUMMARY

This note aims essentially to study the problems raised by the wind-bracing of tall buildings.

This wind-bracing may be provided either by full partition-walls or partition-walls with openings, or else by rigid frames, or again by a combination of these elements.

There is thus a very great variety in the measures that can be adopted with a view to wind-bracing.

The authors have concerned themselves with providing simple solutions to the following problems:

- distribution of the general resultant of the wind action on the various wind-bracing planes;
- stability to the wind action of a partition-wall with or without openings, and of its foundations;
- calculation of the stresses in a rigid frame having a symmetrical or an asymmetrical span, subjected to a system of horizontal forces;
- estimate of the horizontal displacement of the top of a partition-wall or of a rigid frame.

Numerical examples define the mode of application of the formulae, and graphs permitting rapid calculation are appended to the note.

La construction de bâtiments présentant un grand nombre d'étages et des dimensions transversales relativement faibles s'est généralisée en France ces dernières années et a posé, d'une façon nouvelle, le problème de la stabilité sous l'action des forces horizontales dues au vent.

Le problème est complexe en raison de l'incertitude des hypothèses de base fournies par la résistance des matériaux appliquée à des éléments de grandes dimensions transversales comme les refends, et les calculs théoriquement exacts sont trop longs pour être pratiqués normalement par les Bureaux d'Etudes.

Un Bureau de Contrôle technique comme la SOCOTEC pouvait difficilement exiger de tels calculs des Ingénieurs Conseils. Il était donc indispensable de trouver une méthode simplifiée acceptable.

La solution la plus simple aurait pu consister dans une majoration des coefficients de sécurité, de manière à tenir compte à la fois de l'imprécision des hypothèses et des simplifications destinées à rendre le calcul accessible. Il est évident que cet accroissement du coefficient de sécurité se serait traduit par une majoration du coût de la construction.

Nous n'avons pas voulu retenir cette solution paresseuse.

Le problème posé ne réside d'ailleurs pas, à notre avis, dans l'évaluation exacte des sollicitations (il serait dans ce cas insoluble), mais dans la détermination d'une distribution des efforts suffisamment approchée de la distribution réelle pour que l'adaptation puisse intervenir sans entraîner une réduction de la sécurité admise.

En partant de ce point de vue, notre Service Central Technique a mis au point une circulaire intérieure destinée aux Ingénieurs de la SOCOTEC. Cette circulaire donne une méthode de vérification simple du contreventement. Elle est complétée par des abaques qui permettent de rendre l'emploi de la méthode plus rapide.

Cette étude a été menée à bien par notre Chef de Section « Béton Armé », M. Albigès, qui est en même temps Professeur du Cours de Résistance des Matériaux à l'École des Travaux Publics et par son dévoué collaborateur, M. Goulet.

Cette circulaire intérieure nous a déjà rendu d'importants services et j'ai l'agréable devoir d'en remercier particulièrement MM. Albigès et Goulet.

Dans le cadre des recherches d'intérêt général poursuivies par le Bureau Securitas et en accord avec notre Président, M. Lebel, j'ai pensé que la diffusion de cette méthode pourrait rendre service aux Ingénieurs Conseils et aux Bureaux d'Etudes.

Albert BRENIER

Délégué Général du BUREAU SECURITAS
Directeur de la SOCOTEC

INTRODUCTION

L'étude du contreventement constitue, en général, un des problèmes les plus difficiles posés par le calcul de la structure des bâtiments; cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte de ce problème nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et les planchers.

En raison du nombre élevé de ces liaisons, le calcul devient rapidement trop long pour être pratiqué normalement dans les bureaux d'études. Pour fixer les idées, l'étude d'un bâtiment dissymétrique de dix niveaux et comportant trois refends conduirait à la mise en équation et à la résolution d'un système de trente relations linéaires.

Il est, en outre, évident qu'en assimilant les refends et les planchers à des poutres à plans moyens respectivement verticaux et horizontaux, on ne peut prétendre obtenir tout au plus qu'un ordre de grandeur des contraintes.

La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action du vent, mais simplement de résumer et de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que les bâtiments

à refends présentent une sécurité suffisante sous l'action des forces horizontales, sans avoir recours d'une façon excessive à l'adaptation. L'adaptation doit être, en effet, limitée si l'on veut éviter les désordres apparents dans des éléments de grande dimension comme les refends, soumis aux sollicitations de faible durée dues au vent.

On étudiera au chapitre I le problème posé par la distribution de la résultante générale des forces horizontales entre les divers refends.

Le chapitre II traitera de la stabilité d'un refend et de ses fondations, soumis à un système de forces horizontales données.

Au chapitre III, on donnera quelques exemples numériques de calculs relatifs aux problèmes de contreventement.

NOTA. — Il ne sera pas traité du calcul des planchers qui doivent assurer la transmission des efforts horizontaux aux murs de contreventement. Ce calcul n'offre, en général, pas de difficulté importante, lorsque le plancher comporte une dalle de compression sur toute son étendue.

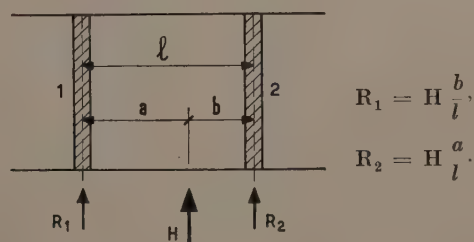
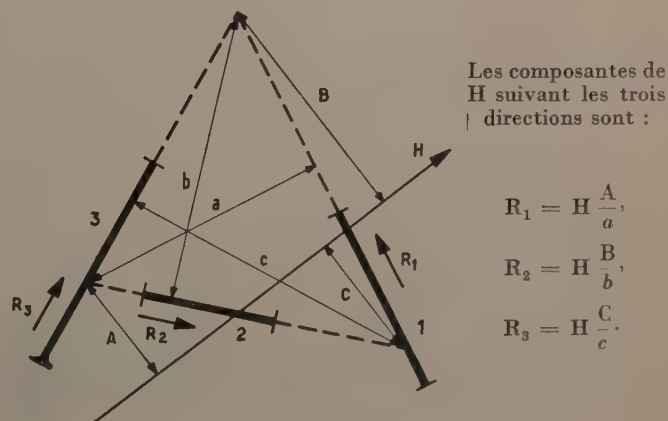
CHAPITRE PREMIER

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX
ENTRE LES DIVERS REFENDS

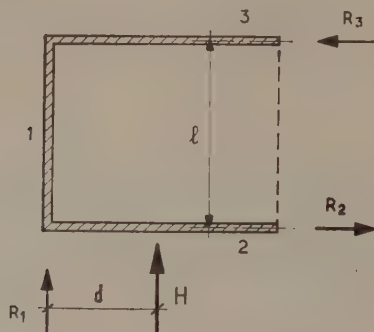
A. SYSTÈMES ISOSTATIQUES

Soient H la résultante générale de l'action du vent sur le bâtiment et R_1, R_2, R_3 les efforts dans les refends 1, 2, 3.

Les notations particulières à chaque cas, sont définies sur les figures correspondantes.

1^o Cas de deux refends parallèles.2^o Cas de trois refends non concourants et non parallèles.

3° Cas de trois refends disposés en U.



$$R_1 = H,$$

$$R_2 = -R_3 = H \frac{d}{l}.$$

NOTA. — Il est à remarquer que dans un système purement isostatique, la distribution de la résultante de l'action du vent est indépendante des inerties respectives des éléments de contreventement constituant le système isostatique.

B. SYSTÈMES HYPERSTATIQUES

On simplifie habituellement l'étude de ces systèmes, en posant les hypothèses qui suivent :

1. Les planchers sont indéformables horizontalement.
2. Les refends sont parfaitement encastrés à leur base.
3. L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Il s'agit plus généralement du produit $E I$, lorsque les refends sont construits en matériaux de qualité décroissant avec la hauteur.

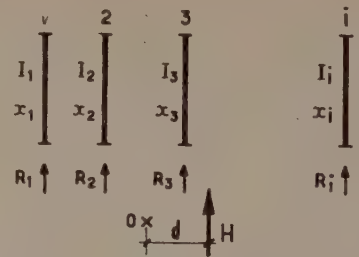
REMARQUE. — L'hypothèse de l'indéformabilité des planchers n'est valable que si le bâtiment comporte un certain nombre d'étages. Si les refends sont pleins, on peut considérer que cette hypothèse est justifiée lorsque le nombre d'étages est au moins égal à quatre. Pour les bâtiments peu élevés, les forces horizontales dues au vent dans les différents refends sont sensiblement égales aux réactions d'appui des poutres horizontales constituées par les planchers.

1° Refends parallèles, cas général.

Les notations adoptées sont définies sur le schéma ci-après :

L'effort dans chaque refend est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit.

Par suite de l'hypothèse d'indéformabilité horizontale des planchers, il est évident que le problème posé est équivalent à un problème de flexion composée dans lequel la section résistante serait constituée par l'ensemble des



O' Origine des abscisses, choisie au centre de gravité des inerties de refend.

I_i Inertie du refend de rang i .

x_i Abscisse de ce refend.

R_i Effort dans ce refend.

d Abscisse de la résultante H de l'action du vent.

refends, chaque refend étant affecté d'un coefficient égal à son inertie propre.

Dans cette équivalence, l'indéformabilité des planchers et la proportionnalité des efforts et des déplacements subis par les refends, correspondent respectivement à l'hypothèse de Navier-Bernoulli et à la loi de Hooke dans la théorie des poutres.

La formule classique de la flexion composée $n = \frac{F}{S} + \frac{Mv}{I}$ s'écrit, avec

$$F = H, \quad M = Hd, \quad v = x_i,$$

$$S = \sum I_i \quad \text{et} \quad I = \sum I_i x_i^2,$$

$$\rightarrow \frac{R_i}{I_i} = \frac{H}{\sum I_i} + \frac{Hdx_i}{\sum I_i x_i^2}.$$

Soit

$$R_i = HI_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{dx_i}{\sum I_i x_i^2} \right).$$

REMARQUES.

1. Dans la déformation du bâtiment sous l'action du vent, les planchers tournent autour d'un axe fixe dont l'abscisse correspond évidemment à la position d'un refend fictif qui ne subirait aucun effort.

Il suffit donc de rechercher la valeur particulière de x qui annule l'expression de R_i , d'où

$$x = - \frac{\sum I_i x_i^2}{d \sum I_i}.$$

2. La déformation du bâtiment peut être décomposée en une translation et une rotation autour du centre O.

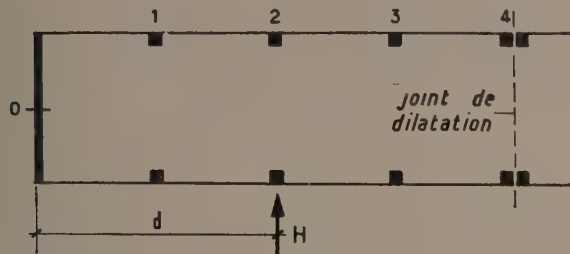
Si la résultante H coïncide avec la position du centre de gravité des inerties de refends, la rotation est nulle, et l'effort R_i est uniquement proportionnel à l'inertie du refend considéré :

$$R_i = \frac{HI_i}{\sum I_i}.$$

(Voir exemple 1 au chapitre III.)

2° Pignon plein, refends de faible inertie.

(Cas particulier d'un bâtiment à ossature, limité par un pignon plein).



L'inertie I_0 du pignon est supposée infiniment grande par rapport aux inerties des refends ⁽¹⁾. Le bâtiment subit une rotation autour du point O situé dans le plan moyen du pignon.

Soit n le nombre de refends.

Soit x_i l'abscisse du refend de rang i par rapport au point O. Le déplacement de ce refend étant proportionnel à x_i , l'effort que subit ce refend peut s'écrire sous la forme $R_i = k I_i x_i$

k étant un coefficient de proportionnalité.

Équations d'équilibre : (1) $\sum_0^n R_i = H$,
(2) $\sum_1^n R_i x_i = Hd$.

De la relation (2), on déduit

$$k = \frac{Hd}{\sum_1^n I_i x_i^2}.$$

D'où

$$R_i = \frac{Hd I_i x_i}{\sum_1^n I_i x_i^2} \text{ pour les refends de 1 à } n,$$

$$R_0 = H - \sum_1^n R_i = H \left(1 - \frac{d \sum_1^n I_i x_i}{\sum_1^n I_i x_i^2} \right) \text{ pour le pignon 0.}$$

REMARQUES.

1. Si les inerties des refends sont égales :

$I_1 = I_2 = I_i = I$, les expressions précédentes se simplifient :

$$R_i = \frac{Hd x_i}{\sum_1^n x_i^2},$$

$$R_0 = H \left(1 - \frac{d \sum_1^n x_i}{\sum_1^n x_i^2} \right).$$

Dans ce cas, les formules sont indépendantes de l'inertie des refends, à condition que celle-ci reste très faible vis à vis de l'inertie du pignon.

2. Si de plus les refends sont également espacés, on peut écrire : $x_i = il$ et $d = \frac{nl}{2}$, l étant la distance entre deux

⁽¹⁾ On trouvera aux pages 493 et 494 la définition de l'inertie équivalente d'un refend ou d'un portique.

refends consécutifs. Sachant que la somme des n premiers nombres est égale à $\frac{n(n+1)}{2}$, et que la somme des n premiers carrés est égale à $\frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$, les formules deviennent :

$$R_i = H \frac{3i}{(n+1)(2n+1)},$$

$$R_0 = H \left[1 - \frac{3n}{2(2n+1)} \right].$$

On voit que la limite inférieure de R_0 est $\frac{H}{4}$ lorsque le nombre de refends tend vers l'infini.

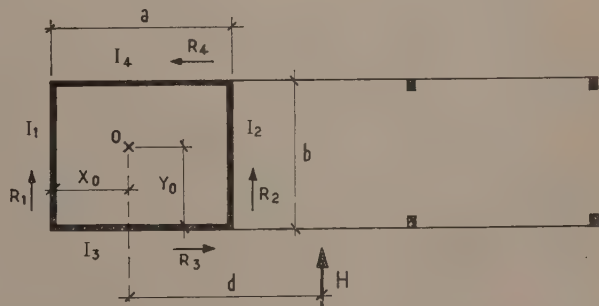
Application de ces dernières formules.

Si $n = 4$, cas de la figure en tête du paragraphe, on trouve :

$$R_0 = \frac{H}{3}, \quad R_1 = \frac{H}{15}, \quad R_2 = \frac{2H}{15},$$

$$R_3 = \frac{H}{5}, \quad R_4 = \frac{4H}{15}.$$

3° Bâtiment comportant une cage à une de ses extrémités, la rigidité des autres murs étant considérée comme négligeable.



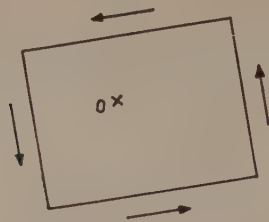
Soit O le centre de gravité des inerties de refends considérés deux à deux. La position de O est déterminée par

$$X_0 = a \frac{I_3}{I_1 + I_2},$$

$$Y_0 = b \frac{I_4}{I_3 + I_4}.$$

La déformation du bâtiment peut être décomposée en une translation, sous l'action de la force H appliquée en O, et une rotation autour du centre O, sous l'action d'un couple égal à Hd .

Bénéficiant des remarques énoncées dans les études précédentes, nous savons que les efforts dans les refends sont :



a) Sous l'action de la force H appliquée en O , proportionnels aux inerties des refends (I_1 et I_2).

b) Sous l'action du couple Hd , proportionnels aux inerties des refends et aux déplacements qu'ils subissent, c'est-à-dire à leur distance au centre O .

En conséquence, les efforts totaux dans les refends seront :

$$R_1 = H \frac{I_1}{I_1 + I_2} - kX_0 I_1 = H \frac{I_1}{I_1 + I_2} - ka \frac{I_1 I_2}{I_1 + I_2},$$

$$R_2 = H \frac{I_2}{I_1 + I_2} + k(a - X_0) I_2 = H \frac{I_2}{I_1 + I_2} + ka \frac{I_1 I_2}{I_1 + I_2},$$

$$R_3 = kY_0 I_3 = kb \frac{I_3 I_4}{I_3 + I_4},$$

$$R_4 = -k(b - Y_0) I_4 = -kb \frac{I_3 I_4}{I_3 + I_4} = -R_3.$$

Par la suite, nous simplifierons l'écriture en posant :

$$\frac{I_1 I_2}{I_1 + I_2} = \alpha \quad \text{et} \quad \frac{I_3 I_4}{I_3 + I_4} = \beta.$$

L'équation exprimant l'équilibre des moments des forces par rapport à O , permet de trouver la valeur du coefficient de proportionnalité k :

$$\begin{aligned} Hd &= -R_1 X_0 + R_2 (a - X_0) + R_3 b, \\ &= -\frac{Hax}{I_1 + I_2} + \frac{ka^2 \alpha^2}{I_1} + \frac{Hax}{I_1 + I_2} + \frac{ka^2 \alpha^2}{I_2} + kb^2 \beta, \\ &= ka^2 \alpha^2 \frac{I_1 + I_2}{I_1 I_2} + kb^2 \beta = ka^2 \alpha + kb^2 \beta. \end{aligned}$$

$$\text{D'où} \quad k = \frac{Hd}{a^2 \alpha + b^2 \beta}.$$

Nous en déduisons finalement :

$$R_1 = H \left(\frac{\alpha}{I_2} - \frac{d}{a + \frac{b^2 \beta}{a \alpha}} \right),$$

$$R_2 = H \left(\frac{\alpha}{I_1} + \frac{d}{a + \frac{b^2 \beta}{a \alpha}} \right),$$

$$R_3 = -R_4 = \frac{Hd}{b + \frac{a^2 \alpha}{b \beta}}.$$

REMARQUE.

$$\text{Si} \quad I_1 = I_2 = I \quad \alpha = \frac{I}{2},$$

$$I_3 = I_4 = I' \quad \beta = \frac{I'}{2}.$$

les formules deviennent :

$$R_1 = H \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{a + \frac{b^2 I'}{a I}} \right),$$

$$R_2 = H \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{a + \frac{b^2 I'}{a I}} \right),$$

$$R_3 = -R_4 = \frac{Hd}{b + \frac{a^2 I}{b I'}}.$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} a &= 6 \text{ m} & b &= 10 \text{ m} & d &= 5 \text{ m}, \\ I &= 20 \text{ m}^4 & I' &= 6 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Valeur auxiliaire} \quad \frac{aI}{bI'} = \frac{6 \times 20}{10 \times 6} = 2.$$

$$R_1 = H \left(\frac{1}{2} - \frac{5}{6 + \frac{10}{2}} \right) = 0,045 H,$$

$$R_2 = H \left(\frac{1}{2} + \frac{5}{6 + \frac{10}{2}} \right) = 0,955 H,$$

$$R_3 = -R_4 = H \frac{5}{10 + 6 \times 2} = 0,227 H.$$

Il est intéressant de comparer ces valeurs à celles que l'on obtiendrait en négligeant la rigidité des refends 3 et 4.

Le système réduit aux refends 1 et 2 deviendrait isostatique, et l'on trouverait :

$$R_1 = -\frac{H}{3} = -0,333 H \quad \text{et} \quad R_2 = \frac{4}{3} H = 1,333 H.$$

La prise en compte des refends 3 et 4 permet donc une réduction importante des efforts dans les refends 1 et 2.

CHAPITRE II

STABILITÉ DES REFENDS ET DE LEUR FONDATION

A. REFENDS PLEINS

Les éléments de réduction des forces directement appliquées au refend (charges verticales et effort du vent) sont constitués à un niveau donné par :

N effort normal.

T effort tranchant.

M moment de flexion.

1° Murs en élévation.

Les contraintes sont données par les formules classiques :

Soient Ω la section horizontale du refend,

e son épaisseur,

$\frac{I}{v}$ et $\frac{I}{v'}$ les modules de résistance de cette section,

m le moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité, de la partie de section située d'un côté de cet axe.

Contraintes normales sur les fibres extrêmes :

$$n = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} \quad \text{et} \quad n' = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv'}{I}.$$

Contrainte tangentielle maximale

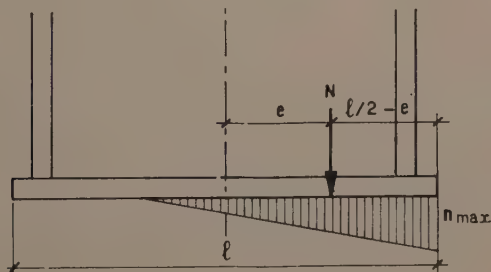
$$t = \frac{Tm}{el}.$$

NOTA. — Sauf dans le cas de murs en béton armé, on n'admettra pas de contraintes de traction importantes, susceptibles de provoquer la fissuration des refends.

2° Stabilité des fondations.

a) Cas dans lequel la stabilité de la fondation du refend, supposée isolée, peut être assurée.

Les réactions du sol sur une semelle rectangulaire de refend sont déterminées comme il suit :



Soient e l'excentricité de la résultante N ($e = \frac{M}{N}$),

S la surface d'appui de la semelle.

b sa largeur, l sa longueur.

Si $e \leq \frac{l}{6}$ (N dans le tiers central) les contraintes extrêmes seront déterminées par la formule $n = \frac{N}{S} \pm \frac{6M}{Sl}$,

ou par la formule équivalente $n = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{l}\right)$.

Si $e > \frac{l}{6}$ (N en dehors du tiers central), il y a soulèvement d'une partie de la semelle (cas de la figure) et les formules précédentes ne sont plus valables.

Dans ce cas, N est équilibré par un prisme triangulaire de contraintes de compression, dont le centre de gravité coïncide avec la position de N .

$$\text{D'où} \quad N = \frac{n_{\max.} \times 3 \left(\frac{l}{2} - e\right) b}{2},$$

$$\text{et} \quad n_{\max.} = \frac{2N}{3 \left(\frac{l}{2} - e\right) b}.$$

Dans l'un ou l'autre cas, on vérifiera que n_{\max} est au plus égale à la contrainte admissible sur le sol.

On devra envisager également certains cas de charges pouvant être plus défavorables :

— effort vertical minimal (planchers sans surcharges);

— moment de renversement multiplié par $\frac{3}{2}$ (vérifier alors que $n_{\max.} < \frac{3}{2} n_{\text{adm.}}$).

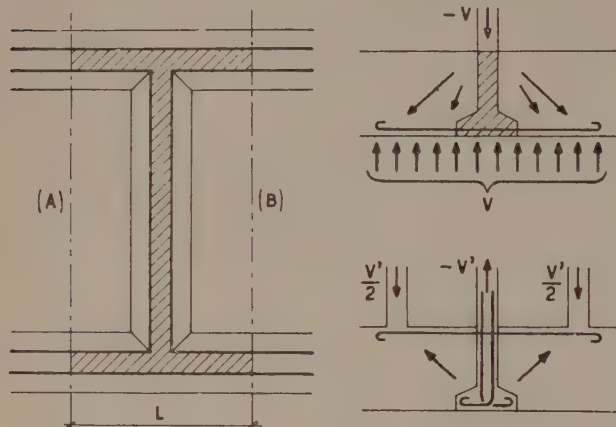
b) Cas dans lequel la stabilité de la fondation du refend est assurée grâce à la présence des murs qui lui sont perpendiculaires.

En général, les murs de sous-sol, situés sous les façades, pignons et refends, sont solidaires les uns des autres. Il est logique, et souvent économique, de tenir compte de ce monolithisme dans l'étude des fondations du bâtiment.

Les calculs seraient très complexes si l'on envisageait le problème dans toute sa rigueur, c'est-à-dire si l'on considérait les murs du sous-sol comme des poutres déformables sur appuis élastiques, soumises aux efforts dus à la superstructure.

Nous nous limiterons par conséquent à donner quelques indications sur les calculs simplifiés que l'on peut effectuer dans la pratique courante.

(On trouvera au chapitre III quelques exemples de ces calculs.)

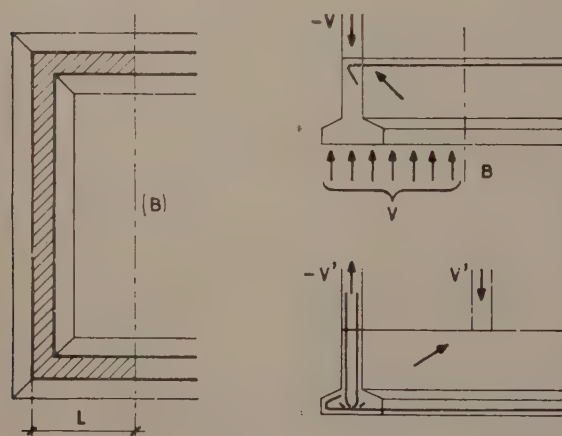


Le problème consiste à déterminer les forces verticales ascendantes et descendantes, V et V' , que les murs de façade, dans la hauteur du sous-sol, doivent transmettre au refend, afin d'assurer la stabilité de celui-ci.

La force V provient des réactions du sol sous le mur de façade, et la force V' provient des charges du mur opposé.

Les forces stabilisatrices V et V' étant déterminées par l'une ou l'autre des méthodes indiquées ci-après, l'étude des murs de façade pourra être effectuée, suivant la qualité du terrain et suivant l'espacement des refends, soit en console courte, par l'application de la méthode des bielles, soit comme une poutre soumise à un système de charges et de réactions données.

Le cas de fondation d'un mur pignon sera traité d'une manière analogue.



Première méthode.

On recherchera d'abord les réactions du sol sur une semelle affectant en plan la forme d'un I, sous la totalité des charges verticales de façades et de refend, correspon-

dant à une tranche de bâtiment limitée par les plans verticaux A et B, comme l'indique la figure, et sous l'action du moment de renversement appliqué au refend.

S étant la surface de la semelle et $\frac{I}{v}$ son module de résistance, on utilisera la formule $n = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$ valable seulement si la résultante passe dans le noyau central. En principe, on aura choisi la longueur L de la tranche de bâtiment de telle sorte que cette condition soit réalisée.

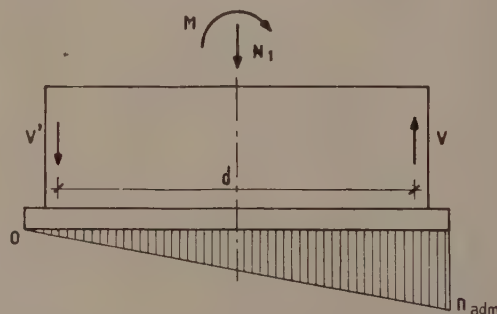
Connaissant les réactions du sol par mètre linéaire de semelle sous façade, il suffira d'écrire les équations exprimant l'équilibre des murs de façade sous l'action des forces et des réactions appliquées, pour calculer V et V' .

REMARQUE. — Lorsque exceptionnellement la résultante sortira du noyau central, on pourra calculer les réactions du sol à l'aide de la méthode donnée dans le Formulaire du Béton Armé, de MM. Chambrud et Lebel, au chapitre II (Flexion composée — Section homogène — Matériaux ne résistant pas à la traction).

Deuxième méthode.

Soient N_1 la charge verticale directement appliquée sur la semelle propre du refend et M le moment de renversement au niveau de la fondation.

Les forces stabilisatrices inconnues V et V' seront déterminées par deux conditions relatives à la semelle du refend ; dans le cas général, on exprimera d'une part que la contrainte admissible sur le sol n'est pas dépassée au bord le plus chargé, d'autre part qu'il n'y a pas décollement de la semelle à l'autre bord.



S étant la surface de la semelle propre du refend et $\frac{I}{v}$ son module de résistance, on peut écrire les deux relations suivantes, correspondant à un diagramme triangulaire des réactions du sol :

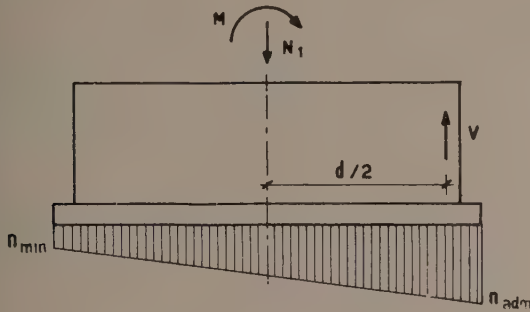
$$\frac{N_1 - (V - V')}{S} + \frac{M - \frac{d}{2}(V + V')}{\frac{I}{v}} = n_{adm}$$

$$\frac{N_1 - (V - V')}{S} - \frac{M - \frac{d}{2}(V + V')}{\frac{I}{v}} = 0$$

D'où
$$V - V' = N_1 - S \frac{n_{adm.}}{2},$$

$$V + V' = \frac{2}{d} \left(M - \frac{I}{v} \frac{n_{adm.}}{2} \right).$$

Si la résolution du système d'équations fournit une valeur négative pour V' (cas d'une excentricité faible de la résultante), on aura intérêt dans ce cas à supposer un diagramme trapézoïdal des réactions du sol, et admettre que $V' = 0$



L'équation servant à déterminer V sera la suivante :

$$\frac{N_1 - V}{S} + \frac{M - \frac{dV}{2}}{I} = n_{adm.}$$

On voit que la deuxième méthode est d'une application plus souple que la première, qui sera réservée aux cas de constructions symétriques.

(Voir exemples 2 au chapitre III.)

B. REFENDS AVEC OUVERTURES

L'attention doit être attirée sur la précision illusoire de tout calcul effectué en considérant le refend comportant des ouvertures comme une ossature dans laquelle les poteaux seraient constitués par chacun des éléments de refend, et les traverses par les linteaux.

Il est en effet peu vraisemblable, en raison de la largeur des éléments de refend, que la variation des contraintes et des déformations accuse la discontinuité qu'indique le diagramme des moments déduit du calcul de l'ossature. En fait, une section de l'élément de refend ne peut pas être considérée comme suffisamment éloignée du point d'application des efforts transmis par le linteau situé immédiatement au-dessus de cette section pour que le principe de Saint-Venant soit applicable.

Suivant l'importance de l'intervention des linteaux dans la stabilité du refend sous l'action du vent, on distinguera par la suite trois cas, pour lesquels on donnera des méthodes de calculs particulières.

Au paragraphe 3, le développement des calculs fera apparaître un paramètre α , qui permet de déterminer le degré de monolithisme d'un refend donné.

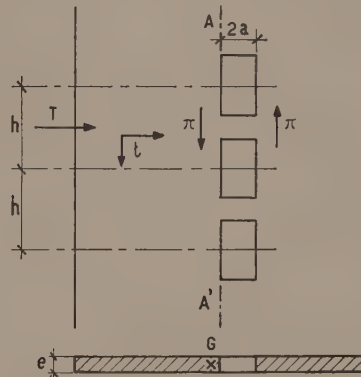
Grâce à cette notion nouvelle, il est possible de fixer approximativement les limites d'application suivantes :

Lorsque α sera égal ou inférieur à 1, le refend sera calculé comme un *refend avec ouvertures de grandes dimensions*.

Lorsque α sera égal ou supérieur à 10, on pourra appliquer le calcul d'un *refend avec ouvertures de faibles dimensions*.

1° Cas d'ouvertures de faibles dimensions $\alpha \geq 10$

Soit le refend dont le schéma est donné ci-après. La section horizontale est effectuée au niveau d'une ouverture.



G est le centre de gravité de cette section,

I son moment d'inertie par rapport à G ,

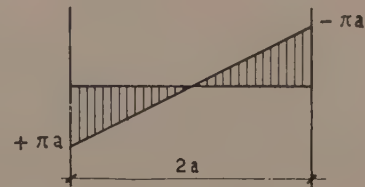
m est le moment statique par rapport à G de la partie de section située d'un côté de l'ouverture.

L'effort tranchant π dans un linteau donné est égal à la somme des contraintes de cisaillement agissant dans le plan AA' sur la hauteur de l'étage correspondant, soit :

$$\pi = \frac{Tm}{I} h,$$

T étant l'effort tranchant horizontal moyen, au niveau du linteau.

Les sections d'encastrement du linteau subissent un moment de flexion égal à $M = \pm \pi a$.

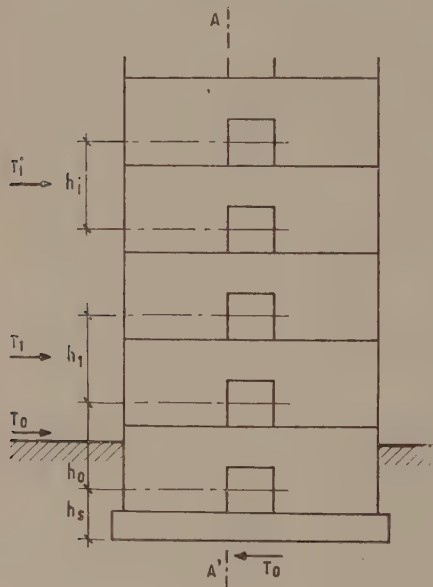


Le diagramme des moments de flexion dans le linteau, dus à l'action du vent, est représenté ci-dessus.

Les efforts dus aux charges verticales directement appliquées au linteau seront, bien entendu, superposés aux efforts précédents. (Voir exemple 3 au chapitre III.)

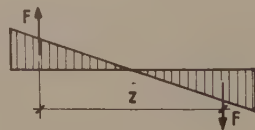
Étude de la stabilité de la fondation.

Négligeant la butée des terres, généralement faible, nous admettrons que l'effort horizontal T_0 est constant dans la hauteur du sous-sol jusqu'à la base de la semelle, où il se trouve équilibré par frottement sur le sol.



Chacun des linteaux ayant été dimensionné pour transmettre un effort $\pi_i = \frac{T_i m}{I} h_i$, la semelle sera également prévue pour résister à un effort $\pi_s = \frac{T_0 m}{I} h_s$.

Dans ces conditions, la répartition sur le sol des contraintes dues à l'effort du vent seul sera la même que pour un refend plein.



En effet, si M_s est le moment de renversement au niveau de la semelle, on a :

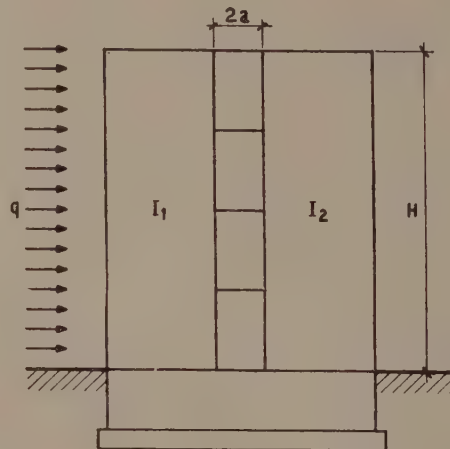
$$F = \frac{M_s}{z} = \sum T_i h_i \frac{m}{I} = \sum \pi_i + \pi_s.$$

Cette relation est par ailleurs évidente, car elle exprime l'équilibre des forces verticales, dues à l'action du vent, agissant sur la partie du refend située à gauche du plan vertical AA'.

2° Cas d'ouvertures de grandes dimensions.

$$\alpha \leq 1$$

Lorsque la rigidité des linteaux est très faible, dans le cas des planchers-dalles par exemple, on néglige les moments d'encastrement des linteaux et on considère que les deux parties du refend sont simplement entretoisées, donc assujetties aux mêmes déformations horizontales.



Dans ces conditions, l'effort total du vent $Q = qH$ est distribué entre les deux éléments de refend proportionnellement à leurs inerties I_1 et I_2 , soit :

$$Q_1 = Q \frac{I_1}{I_1 + I_2},$$

$$Q_2 = Q \frac{I_2}{I_1 + I_2}.$$

La vérification de la stabilité de chaque partie du mur, au-dessus du sol, sera effectuée comme s'il s'agissait d'un mur plein soumis à un effort horizontal Q_1 ou Q_2 , cas étudié précédemment.

Au niveau du sol, les moments d'encastrement, pour chaque partie du mur, sont respectivement :

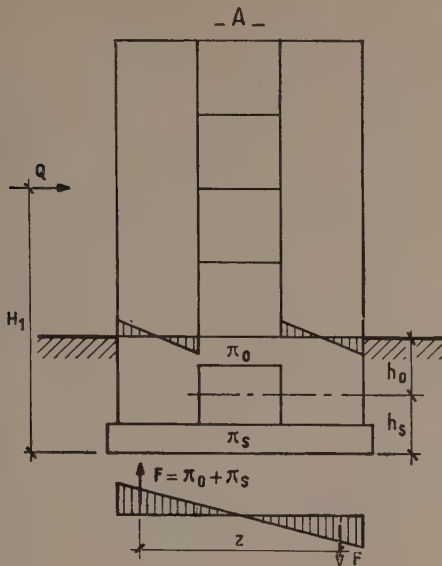
$$M_1 = Q_1 \frac{H}{2},$$

$$M_2 = Q_2 \frac{H}{2}.$$

Étude de la stabilité des fondations.

Le cas A correspond à la présence de deux éléments horizontaux offrant une grande rigidité, au niveau du sol et au niveau de la fondation.

La répartition des contraintes sur le sol sera supposée être la même que pour un refend plein, si la condition suivante est vérifiée :



$$F = \frac{M_s}{z} = \pi_0 + \pi_s \quad \text{avec} \quad M_s = QH_1.$$

Le cas B correspond au cas de linteaux et d'une semelle sans rigidité appréciable. L'effort du vent est alors distribué proportionnellement aux inerties des éléments de refend.

La vérification de la stabilité de chaque partie de refend et de sa fondation pourra être effectuée suivant les indications données pour les refends pleins. (Voir exemple 4 au chapitre III.)

3° Cas d'ouvertures de moyennes dimensions.

$$1 < \alpha < 10$$

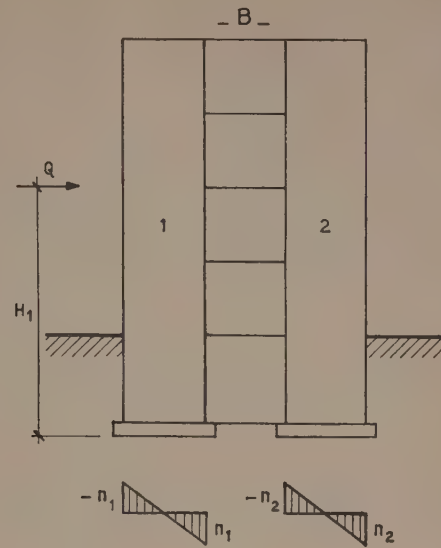
Hypothèses.

La méthode de calcul exposée ici est basée sur les deux hypothèses principales suivantes :

a) Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend; ceci n'est valable que si les éléments de refend ont une largeur suffisante vis-à-vis de la hauteur de l'étage. On peut supposer qu'il en est ainsi quand la largeur de l'élément est au moins égale à la distance verticale entre nus de deux linteaux successifs.

b) Si l'on néglige les déformations dues à l'effort normal dans les linteaux, les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage. Il semble raisonnable de supposer, sans que cela nécessite une intervention inadmissible de l'adaptation, que les fibres moyennes déformées de chacun des éléments de refend sont parallèles.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé, au point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure



constituée par : deux éléments de refend liés par les linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment, l'inertie i_0 de chacun d'eux étant définie par $i_0 = \frac{i}{h}$,

où i représente l'inertie du linteau réel et h la hauteur de l'étage.

La traduction mathématique de ces hypothèses est la suivante :

A un niveau quelconque x au-dessus de la section d'encastrement, le déplacement horizontal y de la fibre moyenne est le même pour les deux éléments de refend. Il en est de même pour les dérivées y' , y'' , y''' qui définissent les déformations.

Il résulte de ceci que les sections d'encastrement des linteaux dans les éléments de refend subissent des rotations égales (y').

On admettra en outre que :

- le bâtiment est élevé (nombre d'étages au moins égal à 7);
- la hauteur d'étage est constante;
- les linteaux qui lient les deux éléments de refend ont tous mêmes caractéristiques géométriques;
- les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle de chacun des éléments de refend;

— les refends présentent sur toute la hauteur du bâtiment des caractéristiques géométriques et mécaniques constantes. En particulier la méthode exposée n'est pas utilisable dans le cas où les refends sont constitués de matériaux de qualité décroissant avec la hauteur;

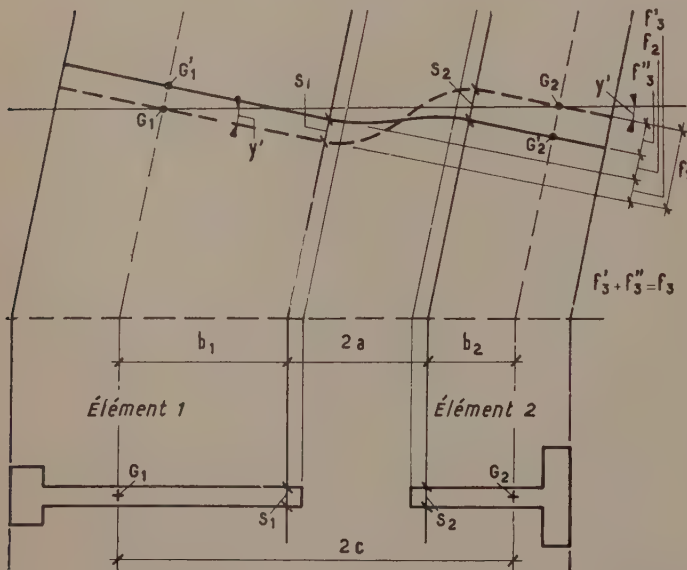
— la position de la section d'encastrement des linteaux dans les éléments de refend peut être définie avec une précision suffisante. L'attention doit être attirée sur la variation notable des efforts calculés, en fonction de la position de cette section;

— les deux éléments de refend sont encastrés à leur base, ou plus exactement les sections de base appartenant à chacun des éléments restent dans un même plan après application des efforts horizontaux; cette hypothèse correspond au cas le plus fréquent;

— les efforts horizontaux sont supposés uniformément répartis sur toute la hauteur du bâtiment.

Notations. Les principales notations utilisées sont définies ci-après :

- Inertie totale du refend : I
- Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend : E .
- Moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble : m .
- Inertie du linteau : i .
- Coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau : E' .
- Hauteur d'un étage : h . — Hauteur du bâtiment : H .
- Inerties : I_1 (élément 1) I_2 (élément 2)
- Aire des sections : Ω_1 (élément 1) Ω_2 (élément 2)
- Intervalle entre les deux sections d'encastrement S_1 et S_2 des linteaux : $2a$.
- Distance de S_1 au centre de gravité G_1 de l'élément 1 : b_1 .
- Distance de S_2 au centre de gravité G_2 de l'élément 2 : b_2 .



Méthode de calculs.

Soient, à la cote x au-dessus de la section d'encastrement, $\pi(x)$ l'effort tranchant dans le linteau et $N(x)$ l'effort normal dans chaque élément de refend; ces efforts résultant uniquement de l'action du vent sur le refend.

La figure ci-dessus, représentant le refend déformé, montre que $f_1 = f_2 + f_3$.

f_1 est la distance des sections droites des éléments de refend après déformation, si l'on néglige les déformations verticales des éléments de refend, dues à N .

f_2 est la distance de ces sections droites, compte tenu des déformations verticales dues à N .

$f_3 = f'_3 + f''_3$ représente la somme des déformations verticales des éléments de refend, dues à N .

On a $f_1 = y'(b_1 + 2a + b_2) = 2cy'$.

$$f_2 = \frac{2}{3E'i} \pi a^3.$$

$$f_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \int_0^x N dx.$$

On a donc :

$$(1) \quad 2cy' = \frac{2}{3E'i} \pi a^3 + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \int_0^x N dx,$$

et par dérivation :

$$(2) \quad 2cy'' = \frac{2}{3E'i} \pi' a^3 + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) N,$$

$$(3) \quad 2cy''' = \frac{2}{3E'i} \pi'' a^3 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \frac{\pi}{h},$$

en remarquant qu'avec les hypothèses de continuité adoptées, on peut écrire :

$$\frac{dN}{dx} = -\frac{\pi}{h}.$$

Nous désignerons par M_1 et T_1 le moment et l'effort tranchant qui règnent dans la section de cote x de l'élément de refend 1.

Par différenciation de la relation générale $y''EI_1 = M_1$, on obtient

$$y'''EI_1 dx = dM_1.$$

En admettant que les moments transmis par les linteaux puissent être considérés comme distribués d'une façon continue sur les éléments de refend (hypothèse a), on peut écrire :

$$(4) \quad y'''EI_1 = -T_1 + \frac{\pi(a + b_1)}{h}.$$

De la même façon, pour l'élément de refend 2, on a la relation :

$$(4') \quad y'''EI_2 = -T_2 + \frac{\pi(a + b_2)}{h}.$$

On en déduit par addition :

$$(5) \quad y'''E(I_1 + I_2) = -T + \frac{\pi(b_1 + 2a + b_2)}{h} = -T + \frac{2\pi c}{h},$$

où T est l'effort tranchant total dans le refend à la cote x .

Par élimination de y''' entre les relations (3) et (5), on obtient :

$$(6) \quad \pi'' - \frac{3 E' i}{2 a^3 h E} \left[\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} + \frac{(2 c)^2}{I_1 + I_2} \right] \pi = - \frac{3 E' i}{2 a^3 E} \times \frac{2 c}{I_1 + I_2} T.$$

En remarquant que

$$\frac{2 c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = m$$

moment statique par rapport au centre de gravité G du refend, des sections Ω_1 et Ω_2 de chaque élément.

$I_1 + I_2 + 2 m c = I$ moment d'inertie total du refend par rapport à G, on peut écrire :

$$(7) \quad \pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m h}{I} T,$$

$$\text{en posant} \quad \omega^2 = \frac{3 E' i}{a^3 E} \frac{c}{I_1 + I_2} \frac{I}{m h}.$$

Nous désignons par F_0 la résultante des contraintes de cisaillement transmise par le premier linteau dans l'ensemble supposé monolithique et soumis à l'effort tranchant total T_0 :

$$F_0 = T_0 \times \frac{m h}{I}.$$

En admettant que T soit une fonction linéaire de x de la forme :

$$T = T_0 \left(1 - \frac{x}{H} \right).$$

la relation (7) peut s'écrire :

$$(8) \quad \pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 F_0 \left(1 - \frac{x}{H} \right).$$

L'intégrale générale est :

$$\pi = C_1 e^{\omega x} + C_2 e^{-\omega x} + F_0 \left(1 - \frac{x}{H} \right).$$

Les deux constantes d'intégration C_1 et C_2 sont déterminées par les deux conditions aux limites suivantes :

1. $x = 0 \quad \pi = 0$ (Relation 1 où $y' = 0$),

2. $x = H \quad \pi' = 0$ (Relation 2 où $y'' = \frac{M_1}{EI_1} = 0$ et $N = 0$).

En posant : $\omega H = \alpha, \frac{x}{H} = \xi$ soit $\omega x = \alpha \xi$,

l'intégrale particulière correspondant à l'hypothèse des éléments de refend encastres peut s'écrire :

$$(9) \quad \pi = F_0 \left[1 - \xi - \frac{\alpha \operatorname{ch} [\alpha (1 - \xi)] - \operatorname{sh} \alpha \xi}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} \right].$$

On peut remarquer dans cette expression que :

$$\text{si } \alpha \rightarrow 0 \quad \pi \rightarrow 0.$$

Chaque élément de refend se comporte comme si l'intervention des linteaux était négligeable.

$$\text{si } \alpha \rightarrow \infty \quad \pi \rightarrow F_0 (1 - \xi),$$

l'ensemble du refend peut être considéré comme monolithique.

D'une façon générale π peut se mettre sous la forme :

$$\pi = F_0 \Phi (\alpha \xi),$$

où α est un paramètre fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de refend et du linteau.

Et ξ fixe la cote $x = \xi H$ du linteau qui subit l'effort tranchant π .

Détermination des moments dans chaque élément de refend.

$$\text{Les relations} \quad y'' = \frac{M_1}{EI_1} = \frac{M_2}{EI_2},$$

montrent la proportionnalité entre les moments M_1 et M_2 dans les éléments de refend 1 et 2 et les inerties de ces éléments.

Si M est le moment résultant total dans la section de cote x , dû à l'application des forces horizontales extérieures, on peut écrire :

$$M = M_1 + M_2 + 2 c \int_x^H \frac{\pi}{h} dx.$$

On a donc :

$$\frac{M_1}{I_1} = \frac{M_2}{I_2} = \frac{M_1 + M_2}{I_1 + I_2} = \frac{M - \frac{2 c}{h} \int_x^H \pi dx}{I_1 + I_2}.$$

D'où :

$$(10) \quad \begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2 c}{h} \int_x^H \pi dx \right], \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2 c}{h} \int_x^H \pi dx \right]. \end{cases}$$

Par intégration de l'expression de π (9), on trouve :

$$(11) \quad \int_x^H \pi dx = F_0 H \left[\frac{1}{2} (1 - \xi)^2 - \frac{\operatorname{sh} \alpha (1 - \xi)}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} + \frac{1}{\alpha^2} \left(1 - \frac{\operatorname{ch} \alpha \xi}{\operatorname{ch} \alpha} \right) \right].$$

Cette formule peut se mettre sous la forme :

$$\int_x^H \pi dx = F_0 H \Psi (\alpha, \xi).$$

Si nous remplaçons M par sa valeur en fonction de $\xi = \frac{x}{H}$,

$$M = T_0 H \frac{(1 - \xi)^2}{2}.$$

et F_0 par $T_0 \frac{m h}{I}$, les formules (10) deviennent :

$$(10') \quad \begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{2 cm}{I} \psi \right], \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{2 cm}{I} \psi \right]. \end{cases}$$

Nous donnons en annexe les abaques qui permettent de déterminer par lecture directe des valeurs de Φ et de ψ en fonction de ξ et de α préalablement calculés.

Cas des bâtiments peu élevés.

Nous admettrons dans ce qui suit que toutes les hypothèses déjà énoncées sont satisfaites, sauf évidemment celle qui concerne la hauteur du bâtiment.

La traduction de l'équation différentielle (7) en relation aux différences finies entre les efforts π_{i+1} , π_i , π_{i-1} , dans les linteaux aux étages $i + 1$, i , $i - 1$, donne immédiatement :

$$\frac{(\pi_{i+1} - \pi_i) - (\pi_i - \pi_{i-1})}{h^2} - \omega^2 \pi_i = - \frac{\omega^2 m h}{I} T_i,$$

où T_i est l'effort tranchant moyen au niveau de l'étage i .

Soit :

$$(12) \quad \pi_{i+1} - (2 + \omega^2 h^2) \pi_i + \pi_{i-1} = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_i.$$

Les conditions aux limites sont les suivantes :

— l'effort π_0 dans le linteau fictif situé au niveau 0 est nul $\pi_0 = 0$;

— l'équilibre des moments entre le linteau et chaque élément de refend au dernier étage (n) conduit par ailleurs à la relation :

$$(13) \quad \pi_n (1 + \omega^2 h^2) - \pi_{n-1} = + \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_n,$$

où T_n représente la moitié de l'effort tranchant dans le dernier étage.

Les termes successifs de la suite π_i peuvent être définis en fonction de la valeur π_1 de l'effort tranchant dans le linteau du premier étage.

$$(12') \quad \begin{cases} \pi_2 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_1 = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_1, \\ \pi_3 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_2 + \pi_1 = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_2, \\ \pi_n - (2 + \omega^2 h^2) \pi_{n-1} + \pi_{n-2} = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_{n-1}. \end{cases}$$

En outre la relation complémentaire (13) permet de déterminer la valeur de π_1 en remplaçant π_n et π_{n-1} par leur valeur tirée des expressions (12'). On en déduit immédiatement l'intensité des efforts π_i dans tous les linteaux.

Les moments M_1 et M_2 dans les éléments de refend, à la cote x seront calculés à l'aide des formules :

$$(14) \quad \begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M - 2 c \Sigma_x^H \pi), \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M - 2 c \Sigma_x^H \pi). \end{cases}$$

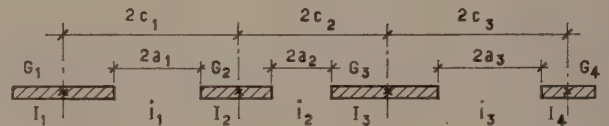
M étant le moment résultant total dans la section de cote x , dû aux forces horizontales extérieures appliquées au refend.

Cette méthode qui n'exige aucun tâtonnement est valable quel que soit le nombre d'étages sous les réserves mentionnées au début du paragraphe 3. L'attention doit être cependant attirée sur le fait que les calculs numériques doivent être conduits avec une grande précision; pratiquement au-delà de cinq étages il est indispensable d'utiliser une machine à calculer ou une table de logarithmes.

(Voir exemples 5 au chapitre III).

Cas des refends comportant plusieurs séries d'ouvertures.

Les efforts pourront être évalués d'une manière approchée, en négligeant l'influence de l'effort normal dans les éléments de refend.



On déterminera d'abord le degré de monolithisme du refend considéré : $\alpha = \omega H$ avec

$$\omega^2 = \frac{6 E'}{E (I_1 + I_2 + I_3 + \dots) h} \times \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right).$$

On calculera ensuite pour la première série de linteaux

$$F_{01} = T_0 h \times \frac{i_1 c_1}{2 a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)},$$

D'où $\pi_1 = F_{01} \Phi(\alpha, \xi)$.

On calculera de même F_{02} , F_{03} , ... puis π_2 , π_3 , ... etc.

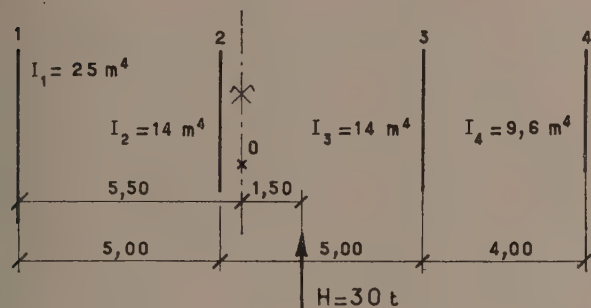
Enfin, les moments dans les éléments de refend seront évalués approximativement par la formule :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} T_0 H \Theta, \text{ etc.}$$

CHAPITRE III

EXEMPLES DE PROBLÈMES DE CONTREVENTEMENT

1^o Distribution de l'effort du vent entre quatre refends parallèles.



Recherche du centre de gravité des inerties de refends.

Les abscisses X sont évaluées par rapport au plan moyen du refend 1.

	I_i	X_i	$I_i X_i$
I_1	25	0	0
I_2	14	5	70
I_3	14	10	140
I_4	9,6	14	134,4
ΣI_i	62,6 m ⁴		344,4 m ⁵

Donc $X_0 = \frac{344,4}{62,6} = 5,50 \text{ m,}$

et $d = 1,50 \text{ m.}$

Calcul de $\Sigma I_i x_i^2$:

$$\begin{aligned} I_1 x_1^2 &= 25 \times 5,5^2 = 756,5 \text{ m}^6. \\ I_2 x_2^2 &= 14 \times 0,5^2 = 3,5 \\ I_3 x_3^2 &= 14 \times 4,5^2 = 283,5 \\ I_4 x_4^2 &= 9,6 \times 8,5^2 = 693,6 \\ &\quad \underline{1\,737,1 \text{ m}^6} \end{aligned}$$

Refend	1	2	3	4
1				
ΣI_i	0,0160	0,0160	0,0160	0,0160
$\frac{dx_i}{\Sigma I_i x_i^2}$	— 0,00475	— 0,0004	0,0039	0,0073
	0,01125	0,0156	0,0199	0,0233
R_i	8,43 t	6,55 t	8,35 t	6,70 t

Vérification : $\Sigma R_i = 30,03 \text{ t.}$

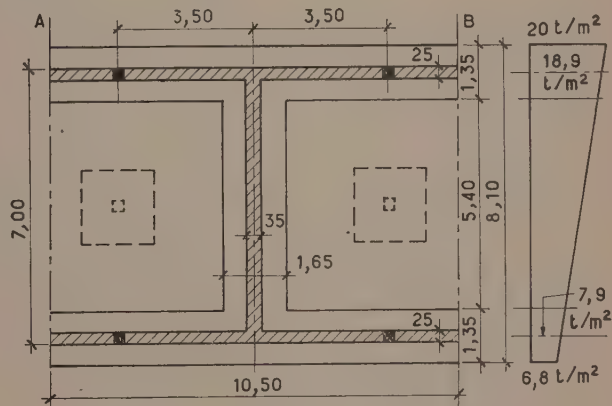
2^o Stabilité de la fondation d'un refend solidaire des murs de façade.

a) Soit un bâtiment de 27,50 m de hauteur, comportant des refends pleins espacés de 10,50 m. Les poteaux de façade sont espacés de 3,50 m. La contrainte admissible sur le sol de fondation, à 3 m de profondeur, est de 2 kg/cm².

Etudions la stabilité d'ensemble d'une tranche de bâtiment de 10,50 m de longueur. La résultante de l'action du vent T_0 est supposée égale à 34 t.

Au niveau de la fondation, le moment de renversement est $M = 34 \left(\frac{27,5}{2} + 3 \right) = 570 \text{ tm,}$ la charge totale du mur de refend est de 240 t, la charge des poteaux de façade est de 65 t.

Les dimensions de la fondation sont données par le schéma suivant :



On trouve pour cette semelle

$$S = 37,2 \text{ m}^2 \text{ et } \frac{I}{v} = 86,2 \text{ m}^3.$$

Les contraintes extrêmes sur le sol sont égales à :

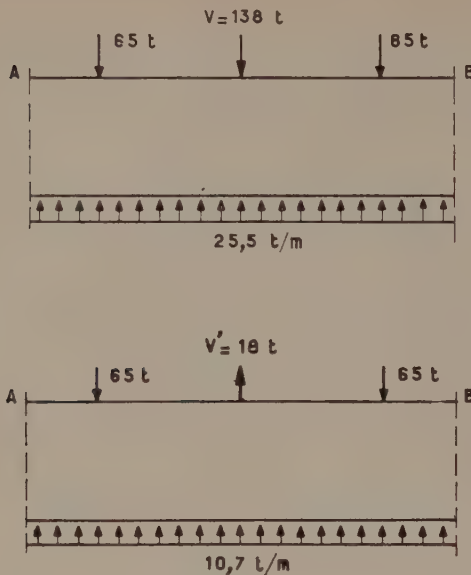
$$\begin{aligned} n &= \frac{240 + (4 \times 65)}{37,2} \pm \frac{570}{86,2} = 13,4 \pm 6,6 = \\ &= \frac{20}{6,8} \text{ t/m}^2 = \frac{2}{0,68} \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Nous pouvons déduire du diagramme des contraintes, les réactions du sol par mètre linéaire de semelle sous façade; d'une part 25,5 t/m, d'autre part 10,7 t/m.

Ensuite les équations d'équilibre des forces verticales nous fourniront :

$$V = 25,5 \times 10,50 - 2 \times 65 = 138 \text{ t,}$$

$$V' = 2 \times 65 - 10,7 \times 10,50 = 18 \text{ t.}$$



On pourra étudier les murs soumis aux systèmes de charges ci-dessus en les supposant parfaitement encastres. En effet les sections A et B ne subissent pas de rotation par raison de symétrie, si l'on admet que les tranches de bâtiment voisines sont semblables à celle considérée

Il sera nécessaire de vérifier les sections verticales situées aux extrémités du mur de refend, qui subissent des contraintes de cisaillement élevées.

b) Soit un bâtiment de 20 m de hauteur, comportant à ses extrémités deux pignons pleins distants de 25 m. La contrainte admissible sur le sol de fondation, à 3 m de profondeur, est de 2 kg/cm².

Pour chaque pignon, on a : $T_0 = 25 \text{ t}$,
 $M = 325 \text{ tm}$.

Nous supposons que la charge N_1 sur la semelle du pignon est égale à 140 t, et que la charge des murs de façade est de 26 t/m.

Dimensions de la semelle propre du pignon : $1,50 \times 8,60$

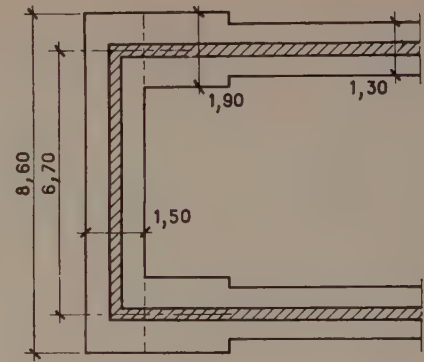
$$S = 12,9 \text{ m}^2 \quad \frac{I}{v} = 18,5 \text{ m}^3.$$

Calcul des forces stabilisatrices V et V' :

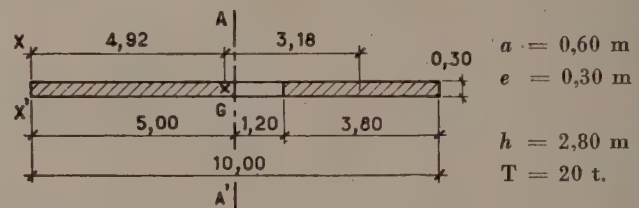
$$V - V' = 140 - \frac{12,9 \times 20}{2},$$

$$V + V' = \frac{2}{6,70} \left(325 - \frac{18,5 \times 20}{2} \right).$$

D'où : $V = 26,4 \text{ t}$,
 $V' = 15,4 \text{ t}$.



3° Calcul d'un linteau de refend comportant des ouvertures de faibles dimensions.



On a par rapport à l'axe X — X' :

$$\begin{aligned} \Omega &= 10,00 \times 0,30 = 3,00 \text{ m}^2 \times 5,00 = 15,00 \text{ m}^3 \times \\ &\times \frac{2}{3} \times 10,00 = 100,0 \text{ m}^4, \\ - 1,20 \times 0,30 &= 0,36 \times 5,60 = 2,02 \times \\ &\times 5,60 = 11,3 \text{ env.} \\ &2,64 \text{ m}^2 \quad 12,98 \text{ m}^3 \quad 88,7 \text{ env.} \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } X_G = \frac{12,98}{2,64} = 4,92 \text{ m.}$$

$$I = I_x - m_x X_G = 88,7 - 12,98 \times 4,92 = 24,9 \text{ m}^4,$$

$$m = 3,80 \times 0,30 \times 3,18 = 3,63 \text{ m}^3,$$

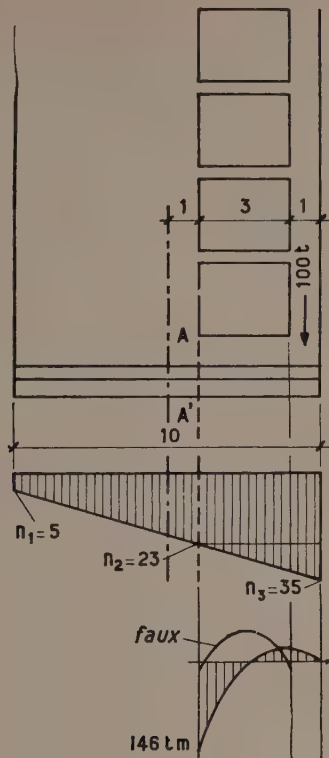
$$\pi = \frac{Tmh}{I} = \frac{20 \times 3,63 \times 2,80}{24,9} = 8,16 \text{ t},$$

$$M = \pm \pi a = \pm 8,16 \times 0,60 = \pm 4,9 \text{ tm.}$$

4° Calcul de la semelle, supposée indéformable, d'un refend comportant de grandes ouvertures.

Données :

$$\begin{aligned} \text{au niveau de la fondation : } &\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{total}} = 400 \text{ t,} \\ M = 500 \text{ tm,} \end{array} \right. \\ \text{charge verticale du pilier} &100 \text{ t,} \\ \text{dimensions de la semelle} &\left\{ \begin{array}{l} \text{longueur } 10,00 \text{ m,} \\ \text{largeur } 2,00 \text{ m.} \end{array} \right. \end{aligned}$$



Les contraintes sur le sol sont données par la formule classique.

$$n = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} \quad \text{avec} \quad I = \frac{2 \times 10^3}{12} = 167 \text{ m}^4.$$

D'où :

$$n_1 = \frac{400}{20} - \frac{500 \times 5,00}{167} = 5 \text{ t/m}^2,$$

$$n_2 = \frac{400}{20} + \frac{500 \times 1,00}{167} = 23 \text{ —}$$

$$n_3 = \frac{400}{20} + \frac{500 \times 5,00}{167} = 35 \text{ —}$$

Le moment d'encastrement de la semelle, dans la section verticale AA', est égal au moment des forces appliquées, situées à droite de cette section.

$$M_A = 2,00 \times 23 \times \frac{4,00^2}{2} + 2,00 \times 12 \times \frac{4,00^2}{3} - 100 \times 3,50 = 146 \text{ tm}.$$

REMARQUE. On rencontre quelquefois des exemples dans lesquels le moment de flexion dans la semelle est calculé par la formule $\frac{pl^2}{10}$, où p est la réaction moyenne du sol par mètre linéaire de semelle et l la dimension de l'ouverture.

On a dans le cas présent :

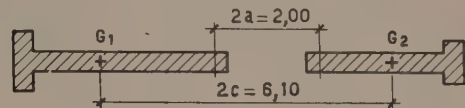
$$\frac{pl^2}{10} = \frac{2,00 \times 27,5 \times 3,00^2}{10} = 49,5 \text{ tm}.$$

Cette façon de calculer peut conduire, comme on le voit, à des erreurs considérables.

5° Calcul d'un refend comportant des ouvertures de moyennes dimensions.

a) Refend élevé.

Caractéristiques du refend :



$$\Omega_1 = 2,00 \text{ m}^2 \quad \Omega_2 = 1,60 \text{ m}^2,$$

$$I_1 = 4,00 \text{ m}^4 \quad I_2 = 2,00 \text{ m}^4,$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 5,42 \text{ m}^3,$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 39 \text{ m}^4.$$

Inertie des linteaux : $i = 0,006 \text{ m}^4$.

Coefficient d'élasticité du béton du refend : $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Coefficient d'élasticité du béton du linteau :

$$E' = 200\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Hauteur de l'étage $h = 2,75 \text{ m}$

Hauteur du bâtiment (dix étages)

$$H = 10 \times 2,75 = 27,5 \text{ m},$$

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{a^3E} \times \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh} = 3 \times 2 \times 0,006 \times \frac{3,05}{(4,00 + 2,00)} \times \frac{39,0}{5,42 \times 2,75},$$

$$\omega^2 = 0,0479 \quad \omega = 0,219 \quad \alpha = \omega H = 0,219 \times 27,5 = 6,0.$$

Effort tranchant à la base du refend $T_0 = 35,4 \text{ t}$,

$$F_0 = \frac{T_0 mh}{I} = 35,4 \times \frac{5,42 \times 2,75}{39} = 13,5 \text{ t}.$$

Donc

$$\pi = 13,5 \Phi(\alpha\xi),$$

$$\text{et } M_1 = \frac{2}{3} \times 35,4 \times 27,5 \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{6,10 \times 5,42}{39} \psi \right],$$

$$= 649 \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - 0,847 \psi \right],$$

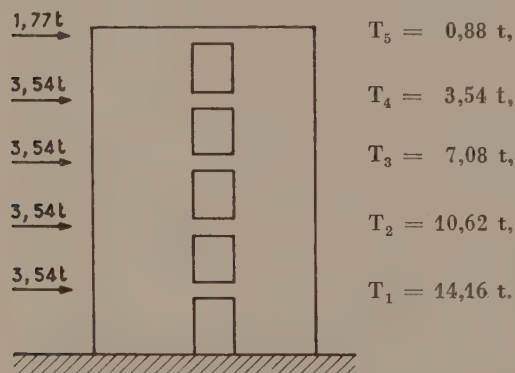
$$M_2 = \frac{M_1}{2}.$$

Linéau ξ	Φ	π	$\frac{(1-\xi)^3}{2}$	ψ	$0,847 \psi$	$\frac{(1-\xi)^2}{2} - 0,847 \psi$	M_1	M_2
1,0	0,162	2,19						
0,9	0,186	2,51	0,005	0,017	0,0144	— 0,0094	— 6,1	— 3,1
0,8	0,241	3,25	0,020	0,038	0,0322	— 0,0122	— 7,9	— 4
0,7	0,312	4,21	0,045	0,066	0,0559	— 0,0109	— 7,1	— 3,5
0,6	0,388	5,24	0,080	0,101	0,0856	— 0,0056	— 3,6	— 1,8
0,5	0,458	6,19	0,125	0,143	0,1211	— 0,0039	2,5	1,3
0,4	0,514	6,94	0,180	0,192	0,1627	0,0173	11,2	5,6
0,3	0,537	7,25	0,245	0,245	0,2075	0,0375	24,4	12,2
0,2	0,500	6,75	0,320	0,297	0,252	0,068	44,2	22,1
0,1	0,352	4,75	0,405	0,341	0,289	0,116	75,3	37,6
0,0	0	0	0,500	0,361	0,306	0,194	126	63

b) Refend de faible hauteur.

Les caractéristiques des éléments de refend et des linéaux sont les mêmes que dans l'exemple précédent; le nombre d'étages est réduit à cinq.

Efforts tranchants moyens aux nœuds :



$$\frac{\omega^2 m h^3}{I} = \frac{0,0479 \times 5,42 \times 2,75^3}{39} = 0,1384,$$

$$\omega^2 h^2 = 0,0479 \times 2,75^2 = 0,362,$$

$$\pi_2 - 2,362 \pi_1 = -0,1384 \times 14,16,$$

$$\pi_3 - 2,362 \pi_2 + \pi_1 = -0,1384 \times 10,62,$$

$$\pi_4 - 2,362 \pi_3 + \pi_2 = -0,1384 \times 7,08,$$

$$\pi_5 - 2,362 \pi_4 + \pi_3 = -0,1384 \times 3,54,$$

$$1,362 \pi_5 - \pi_4 = +0,1384 \times 0,88.$$

D'où : $\pi_1 = 1,78 \text{ t},$

$$\pi_2 = 2,24 \text{ t},$$

$$\pi_3 = 2,05 \text{ t},$$

$$\pi_4 = 1,61 \text{ t},$$

$$\pi_5 = 1,27 \text{ t}.$$

Les valeurs numériques concernant ω , m , I , sont celles de l'exemple précédent.

Les valeurs des moments dans les éléments de refend sont déterminées dans le tableau ci-dessous :

Linéau	$H - x$	M	π	$6,10 \pi$	$6,10 \sum_x^H \pi$	$M - 6,10 \sum_x^H \pi$	M_1	M_2
5	0	0	1,27	7,74	7,74	— 7,74	— 5,16	— 2,58
4	2,75	4,87	1,61	9,82	17,56	— 12,69	— 8,46	— 4,23
3	5,50	19,47	2,05	12,50	30,06	— 10,59	— 7,06	— 3,53
2	8,25	43,81	2,24	13,66	43,72	0,09	0,06	0,03
1	11,00	77,88	1,78	10,86	54,58	23,30	15,53	7,77
0	13,75	121,69	0	0	54,58	67,11	44,74	22,37

ANNEXE I

1° Extension aux portiques symétriques, du calcul des refends avec ouvertures de moyennes dimensions.

Le calcul qui a été exposé au chapitre II, pour les refends avec ouvertures de moyennes dimensions, est basé sur le fait que chaque élément de refend subit des déformations identiques.

On peut donc l'étendre aux portiques symétriques encastres d'une seule travée, quel que soit le rapport des inerties des poteaux et des traverses, pourvu que soient constantes sur toute la hauteur du bâtiment :

- l'inertie des poteaux;
- l'inertie des traverses;
- la hauteur d'étage.

L'expression $\alpha = \omega H$ prend une forme simple dans le cas d'un portique symétrique.

En posant :

$I = 2 mc$, car les inerties des poteaux sont faibles vis-à-vis de I ,

$E = E'$,

$a = c$,

$\frac{i}{2c} \times \frac{h}{I_1} = k$, rapport des raideurs des traverses et des poteaux,

$\frac{H}{h} = n$, nombre d'étages,

on trouve $\alpha = n \sqrt{6k}$.

Les valeurs de π (efforts tranchants dans les traverses), et de $M_1 = M_2$ (moments dans les poteaux) deviennent :

$$\pi = \frac{T_0 h}{2c} \Phi,$$

$$M_1 = M_2 = \frac{T_0 H}{2} \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \psi \right].$$

Cette dernière formule peut se mettre sous la forme :

$$M_1 = M_2 = \frac{T_0 H}{2} \times \Theta,$$

Θ étant une nouvelle fonction de α et ξ .

L'abaque donnant les valeurs de Θ permet de déterminer les moments dans les poteaux, à mi-hauteur des étages.

On remarquera sur cet abaque que pour une valeur de α au moins égale à 20, les moments à mi-hauteur des étages sont faibles, sauf dans les étages inférieurs, situés au-dessous du niveau x tel que $\xi = \frac{x}{H}$ soit inférieur à 0,1.

La condition $\alpha \geq 20$ correspond à une valeur de k , rapport des raideurs des traverses et des poteaux, telle que : $k \geq \frac{67}{n^2}$, n étant le nombre d'étages du portique.

L'hypothèse simplificatrice selon laquelle les poteaux présentent sous l'action des forces horizontales, un point d'inflexion à mi-hauteur d'étage n'est donc acceptable que pour les étages supérieurs, et si $k \geq \frac{67}{n^2}$.

A titre indicatif, le point d'inflexion des poteaux, dans l'étage inférieur d'un portique de dix étages pour lequel k serait égal à 0,60, se trouve sensiblement à la cote $x = \frac{2}{3} h$.

On considérera, par extension, que les portiques à plusieurs travées doivent répondre à la condition $k \geq \frac{67}{n^2}$, pour que l'hypothèse de points d'inflexion à mi-étage, dans les étages supérieurs, soit admissible avec une bonne précision.

Exemple de contreventement par un portique symétrique de dix étages.

Données : $h = 3,00$ m $H = 30$ m $2c = 10$ m

$k = 0,24$ $\alpha = 10 \sqrt{6} \times 0,24 = 12$ $T_0 = 20$ t.

Le tableau suivant donne les moments d'ancastrement des traverses :

$$\pi c = \frac{T_0 h}{2} \Phi = 30 \Phi \quad (\text{colonne 4}),$$

et les moments dans les poteaux, à mi-hauteur des étages

$$M_1 = \frac{T_0 H}{2} \Theta = 300 \Theta \quad (\text{colonne 6}).$$

La colonne 9 fournit les valeurs des moments dans les poteaux, au niveau des traverses (on a supposé les efforts horizontaux concentrés aux nœuds).

(1) $\xi = \frac{x}{H}$	(2) Φ	(3) π	(4) πc	(5) Θ	(6) M_1	(7) T	(8) $\frac{T_h}{4}$	(9) $M_1 \pm \frac{T_h}{4}$	(4')
1	0,08	0,48	2,40						1,95
0,95 0,90	0,125	0,75	3,75	— 0,004	— 1,2	1	0,75	— 0,45 — 1,95	3,90
0,85 0,80	0,205	1,23	6,15	— 0,007	— 2,1	3	2,25	0,15 — 4,35	6,00
0,75 0,70	0,30	1,80	9,00	— 0,007	— 2,1	5	3,75	1,65 — 5,85	9,00
0,65 0,60	0,40	2,40	12,00	— 0,007	— 2,1	7	5,25	3,15 — 7,35	12,00
0,55 0,50	0,50	3,00	15,00	— 0,007	— 2,1	9	6,75	4,65 — 8,85	15,00
0,45 0,40	0,595	3,57	17,85	— 0,007	— 2,1	11	8,25	6,15 — 10,35	17,70
0,35 0,30	0,67	4,02	20,10	— 0,006	— 1,8	13	9,75	7,95 — 11,55	19,80
0,25 0,20	0,71	4,26	21,30	— 0,002	— 0,6	15	11,25	10,65 — 11,85	21,60
0,15 0,10	0,60	3,60	18,00	0,006	1,8	17	12,75	14,55 — 10,95	16,80
0,05 0	0	0	0	0,040	12	19	14,25	26,25 — 2,25	

On peut remarquer en comparant les colonnes (4) et (4') que la concordance est relativement bonne, entre les valeurs des moments d'encastrement des traverses, déterminées d'une part, à l'aide de Φ , d'autre part, à l'aide des moments dans les poteaux, au niveau des traverses.

A titre de vérification, nous donnons dans le tableau suivant, les résultats exacts obtenus à partir des formules de récurrence de la page 486, en utilisant la machine à calculer.

NOTA. — Dans l'application aux portiques symétriques, ces formules prennent la forme : $\pi_{i+1} - (2 + 6k) \pi_i + \pi_{i-1}$
 $= -6k \frac{hT_i}{2c}$.

2° Évaluation du déplacement horizontal au sommet d'un refend ou d'un portique.

a) Refend avec ouvertures.

Nous nous reporterons à la méthode de calculs donnée au chapitre II, pour les refends avec ouvertures de moyennes dimensions.

La relation (5) peut se mettre sous la forme :

$$y''' = \frac{2c}{\omega^2 E (I_1 + I_2)} \frac{\pi''}{h} - \frac{T}{EI}$$

$\xi = \frac{x}{H}$	$\frac{M}{2}$	π	πc	$\Sigma_x^H \pi c$	$\frac{M}{2} - \Sigma_x^H \pi c$
1	0	0,384	1,92		
0,95 0,90	1,5	0,722	3,61	1,92	— 0,42 — 1,92
0,85 0,80	6	1,238	6,19	5,53	— 4,03 0,47
0,75 0,70	13,5	1,810	9,05	11,72	— 5,72 1,78
0,65 0,60	24	2,397	11,98	20,77	— 7,27 3,23
0,55 0,50	37,5	2,981	14,91	32,75	— 8,75 4,75
0,45 0,40	54	3,537	17,68	47,66	— 10,16 6,34
0,35 0,30	73,5	4,003	20,02	65,34	— 11,34 8,16
0,25 0,20	96	4,183	20,91	85,36	— 11,86 10,64
0,15 0,10	121,5	3,477	17,38	106,27	— 10,27 15,23
0,05 0	150	0	0	123,65	— 2,15 26,35

Par intégrations successives, on peut établir l'équation de la déformée du refend, qui permet de trouver la valeur de la flèche au sommet :

$$(15) \quad f = \frac{T_0 H^3}{E (I_1 + I_2)} \frac{2 mc \psi_0}{I \alpha^2} + \frac{T_0 H^3}{8 EI}.$$

REMARQUE IMPORTANTE. Dans cette formule, ainsi que dans les formules suivantes, il s'agit de la valeur de ψ relevée sur l'abaque à la cote 0 (ψ_0).

Lorsque α est supérieur à 4, ce qui correspond au cas courant, on pourra remplacer dans les formules le rapport :

$$\left(\frac{\psi_0}{\alpha^2} \right) \text{ par l'expression } \frac{1}{2 (\alpha + 1)^2 + 2}.$$

Par définition, nous appellerons *inertie équivalente* I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis au même effort horizontal T_0 , présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

La flèche de ce refend plein est :

$$(16) \quad f = \frac{T_0 H^3}{8 EI_e}.$$

Diagramme des moments de flexion dans les poteaux du portique.

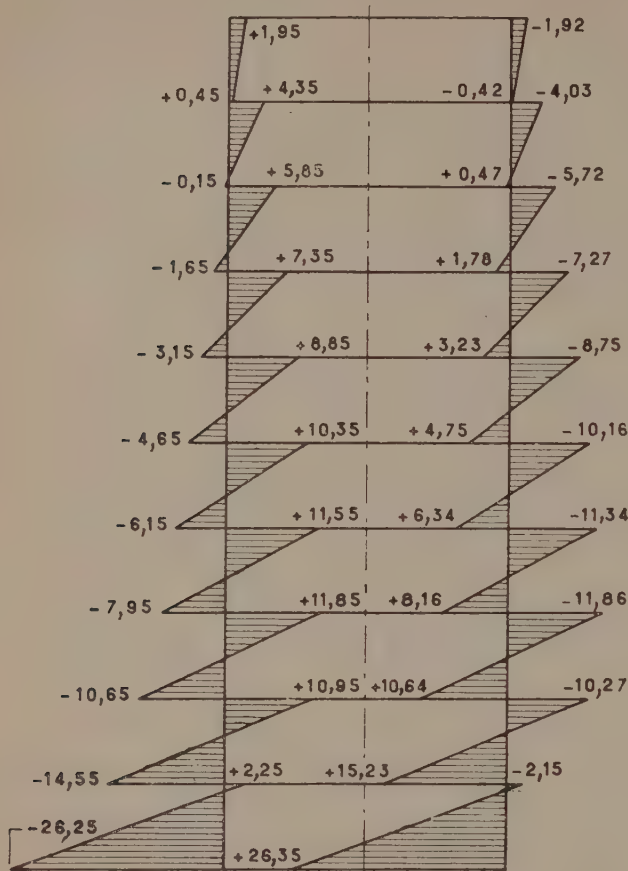


Diagramme déduit du premier tableau (utilisation de l'abaque Θ).

Diagramme déduit du deuxième tableau (valeurs exactes).

De l'égalité des expressions (15) et (16), on tire :

$$(17) \quad I_e = \frac{I}{\frac{16 mc \psi_0}{I_1 + I_2 \alpha^2} + 1}$$

b. Portiques symétriques.

Pour les portiques, l'influence des déformations dues aux efforts normaux dans les poteaux, représentée par le terme $\frac{T_0 H^3}{8 EI}$ de l'expression (15), devient pratiquement négligeable.

La flèche d'un portique symétrique, soumis à l'action du vent, sera donnée par :

$$(15') \quad f = \frac{T_0 H^3}{8 EI_1} \left(\frac{4 \psi_0}{\alpha^2} + \frac{1}{6 n^2} \right),$$

I_1 est l'inertie propre de la section d'un des poteaux. L'inertie équivalente du portique considéré sera :

$$(17') \quad I_e = \frac{I_1}{\frac{4 \psi_0}{\alpha^2} + \frac{1}{6 n^2}}.$$

Le terme $\frac{1}{6 n^2}$, n étant le nombre d'étages, provient de la variation du moment de flexion entre deux traverses consécutives.

La notion d'inertie équivalente sera particulièrement utile pour effectuer la distribution de la résultante générale des forces horizontales appliquées à un bâtiment (voir chapitre I), lorsque ce bâtiment comportera à la fois des refends pleins, des refends avec ouvertures et des portiques.

Il faut toutefois souligner que la distribution de la résultante dans les divers plans de contreventement, compte tenu des inerties équivalentes des éléments, ne fournira dans le cas général qu'une solution approchée du problème posé, car les déformées d'un refend plein, d'un refend avec ouvertures et d'un portique soumis à l'action du vent, ne sont pas des courbes semblables.

Applications numériques.

a) Pour le refend avec ouvertures étudié dans l'exemple 5 a on a :

$$\alpha = 6 \quad \text{et} \quad \psi_0 = 0,361$$

$$I_e = \frac{39}{\frac{16 \times 5,42 \times 3,05}{6} \frac{0,361}{36} + 1} = \frac{39}{5,42} = 7,2 \text{ m}^4$$

Flèche de ce refend :

$$f = \frac{T_0 H^3}{8 EI_e} = \frac{35,4 \times 27,5^3}{8 \times 1 \times 10^6 \times 7,2} = 0,0128 \text{ m.}$$

Le rapport $\frac{f}{H}$, limité par certains règlements étrangers à $\frac{1}{500}$, est dans ce cas égal à $\frac{0,0128}{27,5} = \frac{1}{2150}$.

b) Pour le portique symétrique de dix étages traité pages 491 à 493, on a :

$$\alpha = 12 \quad \text{et} \quad \psi_0 = 0,424.$$

En supposant $I_1 = 0,03 \text{ m}^4$, $E = 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, on trouve :

$$I_e = \frac{0,03}{\frac{4 \times 0,424}{12^2} + \frac{1}{6 \times 10^2}} = 2,22 \text{ m}^4,$$

$$f = \frac{20 \times 30^3}{8 \times 3 \times 10^6 \times 2,22} = 0,01 \text{ m,}$$

$$\frac{f}{H} = \frac{1}{3000}.$$

et

ANNEXE II

Calcul des efforts dans un portique dissymétrique encastré à la base, soumis à l'action d'un système de forces horizontales.

Hypothèses de base.

On admettra dans ce calcul que :

- 1^o la hauteur d'étage h est constante;
- 2^o l'inertie des poteaux et des traverses est constante;
- 3^o les efforts horizontaux sont concentrés au niveau des traverses.

Notations utilisées.

On désignera par :

I_1 et I_2 les inerties respectives des poteaux de gauche et de droite;

i l'inertie des traverses;

$\gamma = \frac{I_1}{h} \times \frac{2c}{i}$ le rapport des raideurs du poteau de gauche et des traverses;

$\delta = \frac{I_2}{h} \times \frac{2c}{i}$ le rapport des raideurs du poteau de droite et des traverses.

Les moments de flexion dans les barres, autour des nœuds, sont désignés par u, v, p, q, r, s , la convention de

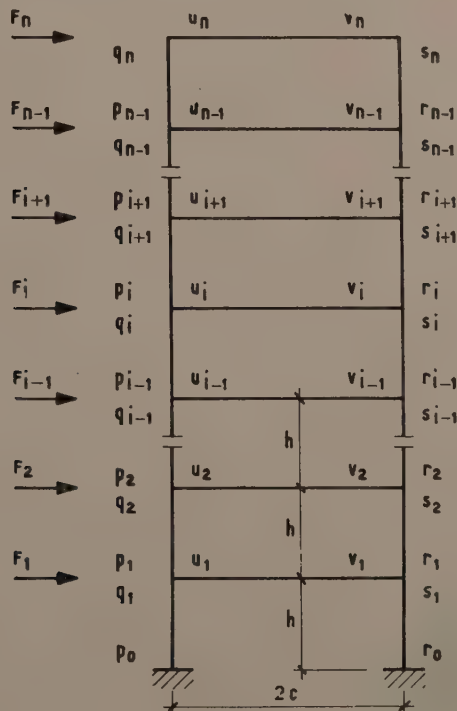
signes choisie étant celle qui est utilisée dans la méthode de Cross ou la méthode des rotations.

Ces notations, ainsi que celles qui concernent les forces appliquées et les efforts tranchants moyens au niveau des traverses, sont précisées sur le schéma ci-dessous.

Valeur des coefficients utilisés dans les formules.

$$\begin{array}{l} A = \frac{7 + 8\gamma - 10\delta - \frac{2\delta}{\gamma}}{\gamma + \delta}, \quad A' = \frac{7 + 4\gamma - 5\delta - \frac{2\delta}{\gamma}}{\gamma + \delta}, \\ B = \frac{8 - 6\gamma + 12\delta - \frac{\gamma}{\delta}}{\gamma + \delta}, \quad B' = \frac{8 - 3\gamma + 6\delta - \frac{\gamma}{\delta}}{\gamma + \delta}, \\ D = \frac{7 - 10\gamma + 8\delta - \frac{2\gamma}{\delta}}{\gamma + \delta}, \quad D' = \frac{7 - 5\gamma + 4\delta - \frac{2\gamma}{\delta}}{\gamma + \delta}, \\ E = \frac{8 + 12\gamma - 6\delta - \frac{\delta}{\gamma}}{\gamma + \delta}, \quad E' = \frac{8 + 6\gamma - 3\delta - \frac{\delta}{\gamma}}{\gamma + \delta}, \\ C = \frac{6h}{\gamma + \delta}. \end{array}$$

Forces appliquées



Efforts tranchants moyens au niveau des traverses

$$\begin{array}{l} T_n = \frac{F_n}{2}, \\ T_{n-1} = F_n + \frac{F_{n-1}}{2}, \\ T_{i+1} = \sum_{i+2}^n F_i + \frac{F_{i+1}}{2}, \\ T_i = \sum_{i+1}^n F_i + \frac{F_i}{2}, \\ T_{i-1} = \sum_i^n F_i + \frac{F_{i-1}}{2}, \\ T_2 = \sum_3^n F_i + \frac{F_2}{2}, \\ T_1 = \sum_2^n F_i + \frac{F_1}{2}. \end{array}$$

Relations générales de récurrence.

$$(18) \quad \begin{cases} \text{Au sommet} \\ u_{n-1} = A'u_n + B'v_n - CT_n, \\ v_{n-1} = E'u_n + D'v_n - CT_n. \end{cases}$$

$$(19) \quad \begin{cases} \text{A un niveau} \\ u_{i-1} = Au_i + Bv_i - u_{i+1} - CT_i, \\ \text{intermédiaire} \\ v_{i-1} = Eu_i + Dv_i - v_{i+1} - CT_i. \end{cases}$$

$$(20) \quad \begin{cases} \text{A la base} \\ 0 = Au_1 + Bv_1 - u_2 - CT_1, \\ 0 = Eu_1 + Dv_1 - v_2 - CT_1. \end{cases}$$

Marche du calcul numérique.

Les équations (18) et (19) permettent d'obtenir à tous les niveaux, en partant du sommet du portique, les valeurs des moments u_i et v_i en fonction des moments u_n et v_n relatifs à la traverse supérieure.

Les valeurs de u_1, v_1, u_2, v_2 , en fonction de u_n et v_n seront portées dans les équations (20), d'où l'on tirera les valeurs numériques de u_n et v_n .

Il suffira ensuite de porter ces valeurs numériques dans les expressions u_i et v_i trouvées précédemment, pour obtenir les valeurs de u et v à tous les niveaux.

Les valeurs des moments dans les poteaux pourront ensuite être obtenues, depuis le sommet du portique jusqu'à la base, à l'aide des formules suivantes :

$$(21) \quad \begin{cases} q_n = -u_n, \\ s_n = -v_n. \end{cases}$$

$$(22) \quad \begin{cases} p_i = q_{i+1} + \frac{\gamma}{3} [2(u_i - u_{i+1}) - (v_i - v_{i+1})], \\ r_i = s_{i+1} + \frac{\delta}{3} [2(v_i - v_{i+1}) - (u_i - u_{i+1})]. \end{cases}$$

$$(23) \quad \begin{cases} q_i = -(u_i + p_i), \\ s_i = -(v_i + r_i). \end{cases}$$

Il faut souligner que l'application de cette méthode nécessite l'emploi de la machine à calculer dans la plupart des cas.

Méthode approchée.

Les relations de récurrence correspondant aux trois étages inférieurs, dans lesquels on néglige les valeurs de u_4 et v_4 , permettent d'établir le système d'équations (24), d'où l'on peut déduire les valeurs de u_2 et v_2 .

$$(24) \quad \begin{cases} u_2 (A^2 + BE - 2) + v_2 B(A + D) = (A + B) CT_2 + C(T_1 + T_3), \\ u_2 E(A + D) + v_2 (D^2 + BE - 2) = (D + E) CT_2 + C(T_1 + T_3). \end{cases}$$

De même, les relations de récurrence correspondant aux niveaux i et $i + 1$, dans lesquelles on néglige les valeurs u_{i+2} et v_{i+2} , conduisent au système d'équations (25), où u_i et v_i peuvent être explicités séparément, en fonction de u_{i-1} et v_{i-1} .

A partir des valeurs de u_2 et v_2 , on pourra ainsi déterminer successivement les moments dans les traverses aux niveaux 3, 4, ..., $n - 1$.

$$(25) \quad \begin{cases} u_i (A^2 + BE - 1) + v_i B(A + D) = Au_{i-1} + Bv_{i-1} + (A + B) CT_i + CT_{i+1}, \\ u_i E(A + D) + v_i (D^2 + BE - 1) = Eu_{i-1} + Dv_{i-1} + (D + E) CT_i + CT_{i+1}. \end{cases}$$

Les moments dans les traverses inférieure et supérieure seront donnés par :

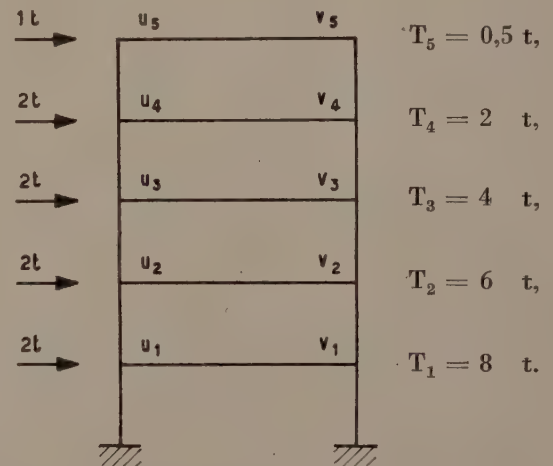
$$(26) \quad \begin{cases} u_1 = \frac{Du_2 - Bv_2 + (D - B) CT_1}{AD - BE}, \\ v_1 = \frac{Av_2 - Eu_2 + (A - E) CT_1}{AD - BE}. \end{cases}$$

$$(27) \quad \begin{cases} u_n = \frac{D'u_{n-1} - B'v_{n-1} + (D' - B') CT_n}{A'D' - B'E'}, \\ v_n = \frac{A'v_{n-1} - E'u_{n-1} + (A' - E') CT_n}{A'D' - B'E'}. \end{cases}$$

NOTA. La relation générale de récurrence (19) est rigoureusement applicable au calcul d'une poutre-échelle, ou poutre Vierendeel, constituée de deux membrures d'inerties différentes, mais constantes, et de montants de même inertie, à condition que cette poutre soit symétrique, et chargée symétriquement par rapport au milieu de la portée.

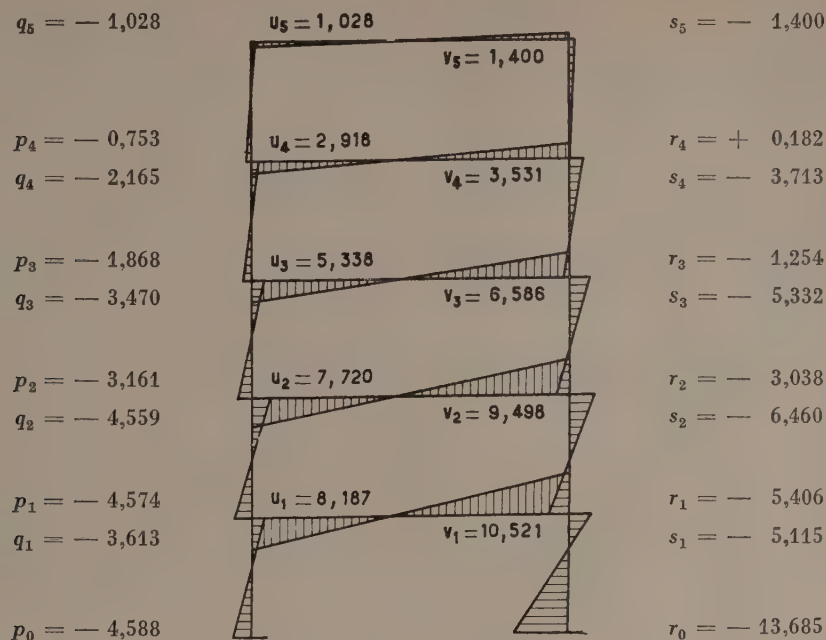
Application numérique à un portique dissymétrique de cinq étages.

$$\text{Données : } h = 3,00 \text{ m} \quad \gamma = \frac{1}{2} \quad \delta = 2.$$



Valeur des coefficients :

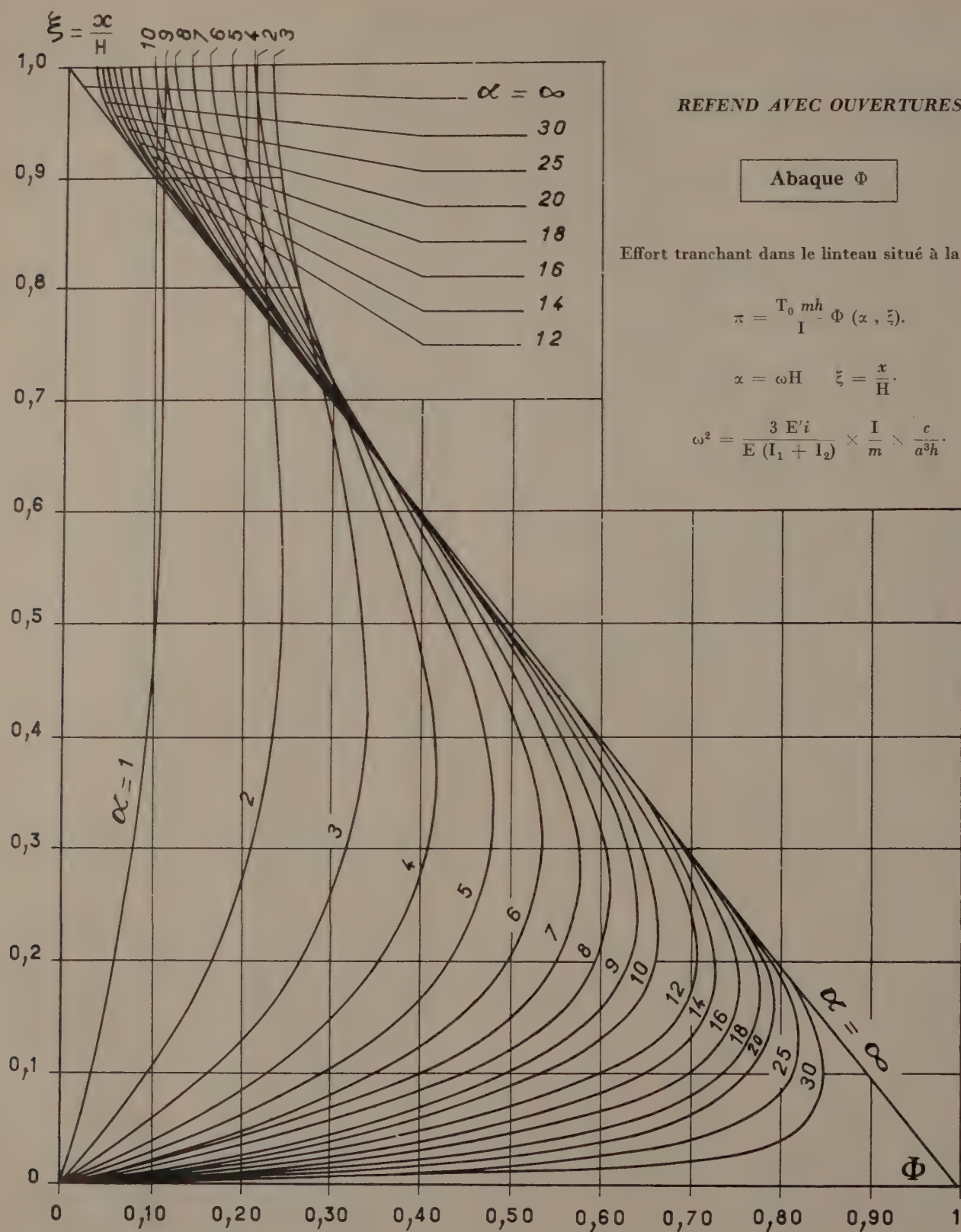
$$\begin{array}{l|l} A = -6,8 & A' = -3,6 \\ B = 11,5 & B' = 7,3 \\ D = 7 & D' = 4,8 \\ E = -0,8 & E' = 0,4 \\ \hline & C = 7,2 \end{array}$$



Les résultats exacts, obtenus en utilisant la machine à calculer, sont reportés sur le diagramme des moments de flexion ci-dessus avec la convention de signe de Cross.

A titre indicatif, la méthode approchée donne les résultats suivants, qui sont relativement voisins des résultats exacts :

$u_5 = 1,03,$	$v_5 = 1,39,$
$u_4 = 2,84,$	$v_4 = 3,48,$
$u_3 = 5,30,$	$v_3 = 6,53,$
$u_2 = 7,64,$	$v_2 = 9,40,$
$u_1 = 8,17,$	$v_1 = 10,51.$



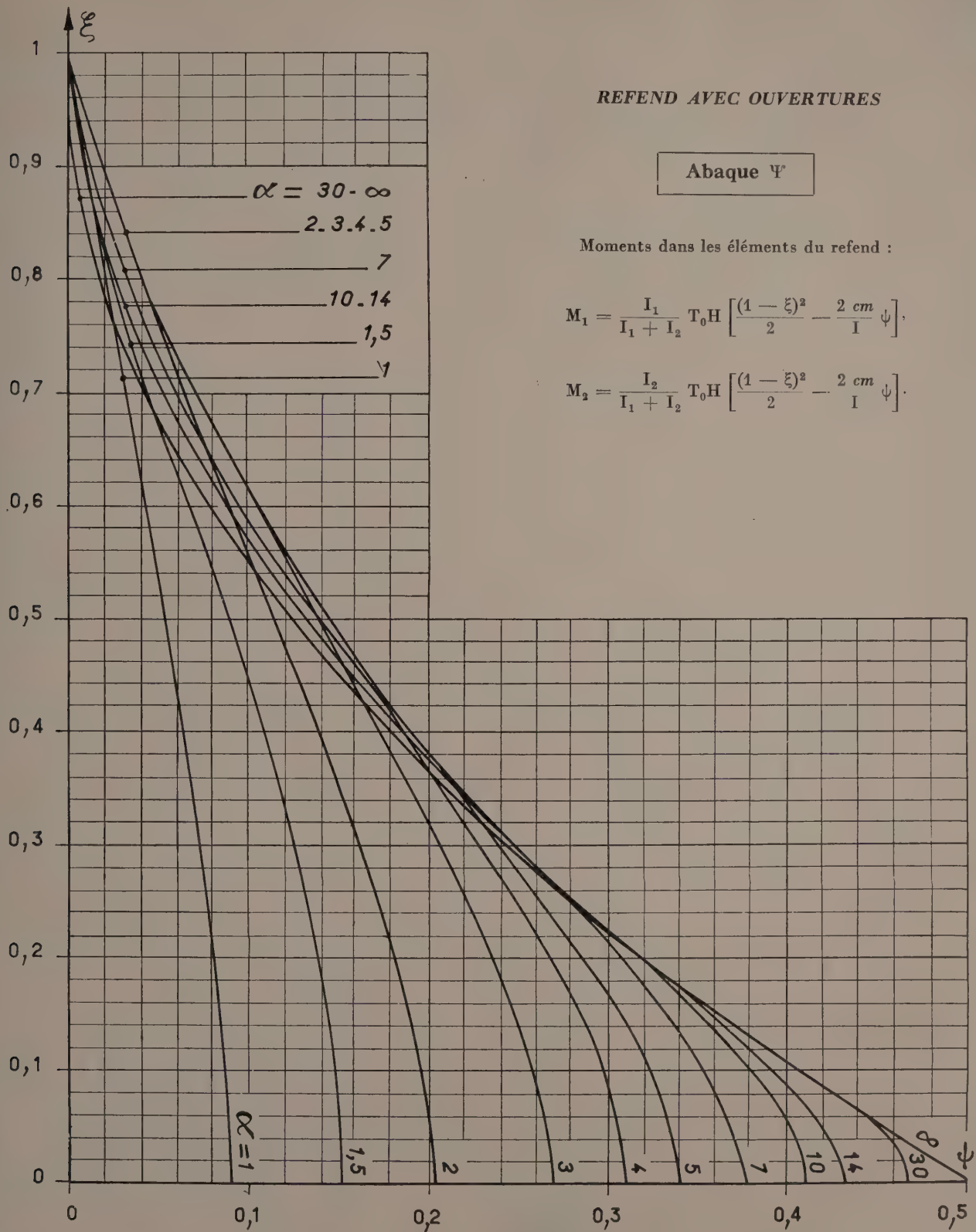
REFEND AVEC OUVERTURES

Abaque Ψ

Moments dans les éléments du refend :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{2}{I} cm \psi \right],$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} T_0 H \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{2}{I} cm \psi \right].$$



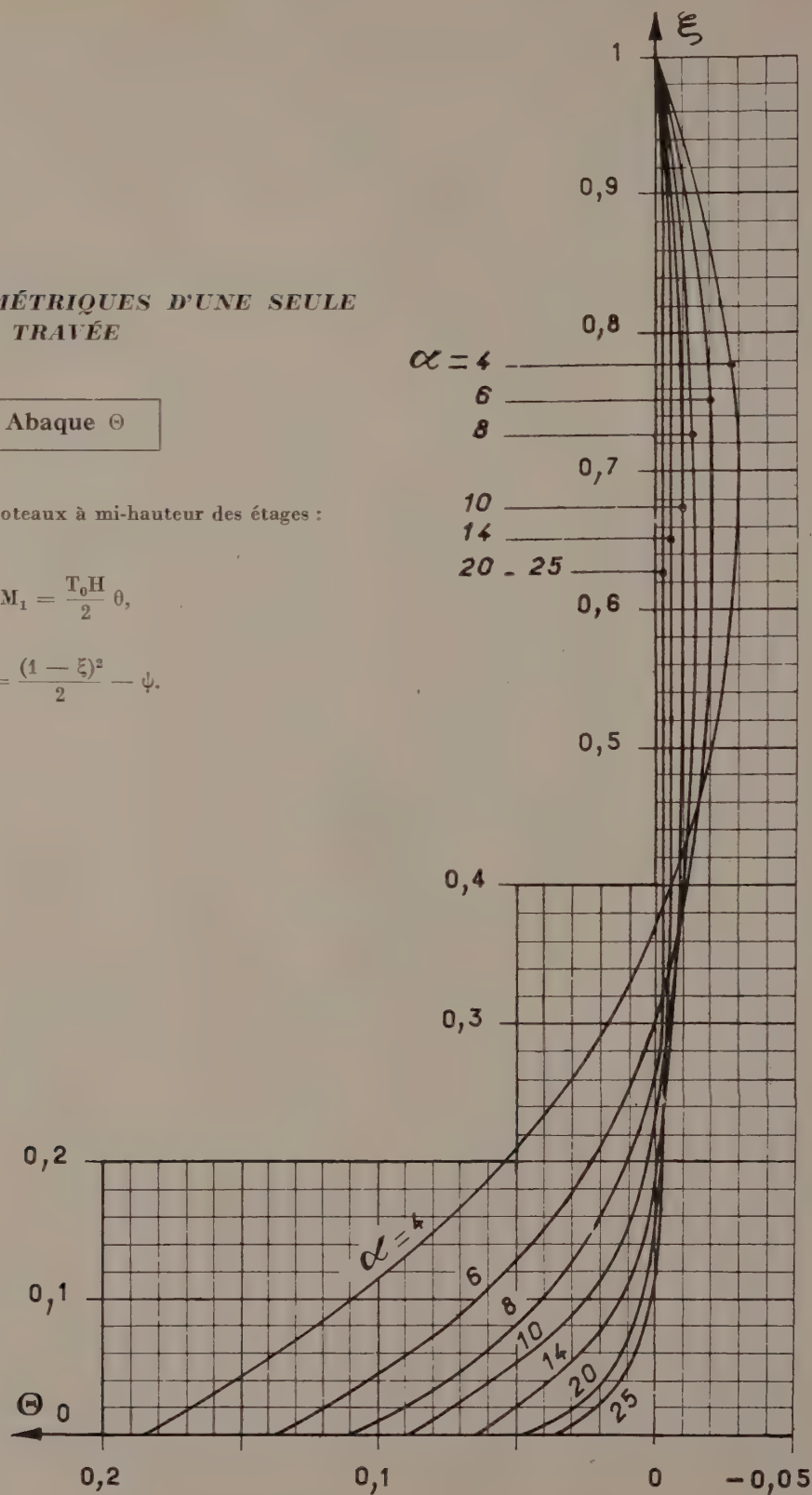
PORTIQUES SYMÉTRIQUES D'UNE SEULE TRAVÉE

Abaque Θ

Moments dans les poteaux à mi-hauteur des étages :

$$M_1 = \frac{T_0 H}{2} \theta,$$

$$\theta = \frac{(1 - \xi)^2}{2} \psi.$$



(Reproduction interdite.)

DOCUMENTATION TECHNIQUE

149

RÉUNIE EN DÉCEMBRE 1959
ET JANVIER 1960

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....	250 F
Positifs sur papier : la page (port en sus):	
Format 13 × 18.....	110 F
Format 18 × 24.....	130 F
Format 21 × 27.....	170 F
Minimum de perception	350 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
9, rue La Pérouse, Paris-XVI^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

Sauf indication contraire, les documents signalés sont rédigés dans la langue de leur titre original, qui est reproduit entre parenthèses, à la suite de la traduction de ce titre en français.

B — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-149. La ville conçue pour l'auto (Dies autogerechte Stadt). REICHOW (H. B.); Edit. : O. Maier, All. (1959), 1 vol., 89 p., 172 fig. — Voir analyse détaillée B. 2851 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 271-59. CDU 711.4/7 (03).

2-149. Utilisation de l'espace dans les

logements. — BLACKSHAW (M. B.), BLOKHINE (P.), LEBEGGE (M.); Nations Unies — Conseil écon.-soc. (Commiss. écon. Europe), Suisse (août 1959), E/ECE/350 — E/ECE/HOU/82, 221 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2835 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 331-59. CDU 721.05 : 728 (061.3) (03).

3-149. Les écritures bâton dans le cadre de la normalisation. Mécanique, travaux publics, bâtiment, architecture, urbanisme. — KIENERT (G.), PELLETIER (J.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1959), 1 vol., 72 p., 52 fig. — Voir analyse détaillée B. 2829 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 321-59. CDU 744.4 : 389.6 (44) (03).

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

4-149. Théorie des plaques et des voiles (Theory of plates and shells). TIMOSHENKO (S.P.), WOJNOWSKY-KRIEGER (S.); Edit. McGraw-Hill Publ., G.-B. (1959), 2^{ème} éditn, 1 vol., xiv + 580 p., 366 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2839 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 280-59.

CDU 624.04 : 624.073 : 624.074.4. (03).

5-149. Comportement d'un système à trois dimensions constitué de deux poutres pleines et de deux contreventements en treillis et soumis à des contraintes de flexion et de torsion. (Prostorové pusbobni konstrukce se dvema plnostennými hlavními nosníky a dvema prihradovými vetrovými ztuzidly za ohybu a kroucení). BREZINA (V.); Zpravy, Tchecosl. (1959), n° 18, 58 p., 40 fig. (résumé anglais, russe). — Description d'essais, comparaison de résultats théoriques et expérimentaux, présentation d'une théorie de la flexion et de la torsion d'un ensemble de deux poutres pleines métalliques dont les membrures supérieures et inférieures sont réunies par des contreventements en treillis. — E. 58883.

CDU 624.04 : 624.074.5 : 69.00.1.5.

6-149. Torsion ou vrillage. Sur l'influence des moments de torsion développés dans les plaques soumises à des contraintes de flexion suivant les deux plans de symétrie (Torsion oder Drillung. Ueber den Einfluss der Drillmomente in Platten mit zweiaxiger Biegung). HAHN (J.); Bauingenieur, All. (août 1959), n° 8, p. 296-299, 12 fig., 1 réf. bibl. — Méthode expérimentale pour déterminer la rigidité à la torsion d'éléments prismatiques de forme quelconque dont la section est un système à liaisons simples (Eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit beliebig geformter einfach zusammenhängender Querschnitte). SANDER (H.); p.309-311, 4 fig., 4 réf. bibl. — E. 59259.

CDU 624.075.3 : 624.073 : 624.074.7.

7-149. Etude du comportement d'un arc de grande portée soumis à des charges verticales, et du comportement d'une structure à trois dimensions soumise aux poussées du vent. I. II. (Stihly oblouk pri víslem zatizeni. Prostorova konstrukce oblouku pri zatizeni vetrem). BREZINA (V.); Zpravy, Tchecosl. (1959), n° 19, 104 p., 45 fig.; (1959), n° 20, 102 p., 25 fig., 97 réf. bibl. (résumés anglais, russe). — Compte rendu détaillé des recherches entreprises par l'Académie des Sciences de Tchecoslovaquie à l'occasion de l'étude d'un pont métallique en arc de 330 m de portée sur la rivière Vltava près de Sdakov. Essais effectués sur modèle à l'échelle de 1:5. Etude théorique de la flexion et de la torsion d'une construction en arc à trois dimensions. — E. 58884, 58885.

CDU 624.04 : 624.6 : 69.001.5.

8-149. Recherches sur les causes de la fissuration d'un silo en béton armé servant à l'entreposage de ciment (An investigation into the cause of cracking in a reinforced concrete silo containing cement). ROWE (R. E.); Magaz. Concr. Res., G.-B. (juil. 1959), vol. 11, n° 32, p. 65-74, 11 fig., 1 réf. bibl. — Essais effectués sur un silo d'un diamètre intérieur de 9,1 m, d'une hauteur de 27 m, avec parois de 15 cm d'épaisseur. — Les essais ont montré que les fissures étaient dues à une pression dépassant celle prévue par les calculs, à des différences considérables de température dans les parois et à une déficience de l'armature. — Les résultats mettent en évidence que la théorie de Jannsen sur la pression exercée par les maté-

riaux granulés sur les parois d'un silo est inapplicable au ciment. — E. 59180.

CDU 69.059.2 : 725.36 : 624.012.45.

9-149. Valeurs extrêmes des moments dans les arcs, et des efforts transversaux dans les poutres supérieures de rigidité des ponts-ares de grande portée (en russe). LAZAREVIC (D.); Zbornik, U.R.S.S. (1958), n° 3, p. 25-51, 26 fig., 3 pl. h.-t. (résumés français, allemand, anglais). — Application des lignes d'influence à la détermination de ces moments et efforts extrêmes. — Cas des arcs à deux articulations et des arcs encastrés. — Cas des ponts en arc à tablier supérieur rigide en béton armé. — E. 60426.

CDU 624.04 : 624.072.32 : 624.078.8.

10-149. Contraintes dues au retrait dans les éléments en béton armé (A vasbeton szugorodas okozta feszültség). BALAZS (G.), KILIAN (J.); Epítőipari Közlekedési Muszaki Egyetem Tudományos Közleményei, Hongrie (1958), vol. 4, n° 5, p. 3-19, 18 fig., 10 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand, espagnol, russe). — Etude théorique et expérimentale du rôle important joué par les armatures pour le freinage du retrait. — E. 60041.

CDU 666.972.015.46 : 624.012.45 : 620.1.

11-149. Thermodynamique de la rupture fragile et son application à la construction métallique. II — Problèmes thermodynamiques des sollicitations et des nuances d'acier de construction, posés notamment par le soudage (Thermodynamik des Sprödbrechens und ihre Anwendung im Stahlbau. II — Anwendungsprobleme der Thermodynamik von Anstrengung und Güte des Baustahles insbesondere beim Schweißen). KUNTZE (W.); Edit. : Stahlbau Verlag GmbH, Ebertplatz 1, Cologne, All. (1959), Berichte des deutschen Ausschusses für Stahlbau, n° 20a, 20 p., 11 fig., DM. 6. — Application des résultats des recherches exposées dans la première partie, et relatives à l'état de contrainte après soudage, à l'étude de l'emploi des aciers capables de supporter les sollicitations dynamiques les plus élevées. — Etude critique des conditions permettant d'éliminer le risque de contraintes internes. — E. 59554.

CDU 536 : 539.4 : 624.014.25.

12-149. Théorie des éléments de construction mixte. (Béton précontraint. Poutres mixtes acier-béton). Vol. I — Théorie. — Vol. II — Exemples numériques. — (Theorie der Verbundkonstruktionen. Spannbeton. Stahlträger in Verbund mit Beton. — Band 1 : Theorie. — Band 2 : Zahlenbeispiele). — SATTLER (K.); Edit. : Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1959), 2 vol., I — xvi + 280 p., 160 fig. — II. — viii + 241 p., 175 fig. — Voir analyse détaillée B. 2845 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 274-59, O. 275-59.

CDU 624.04 : 624.012/014/016 (03).

13-149. Un nouveau procédé de détermination des mouvements des massifs de fondation soumis à des sollicitations dynamiques (Ein neues Verfahren zur Berechnung der Bewegung dynamisch angeregter Fundamente). JUST (H.), HEIDRICH (W.); Bauplan.-Bautech., All. (avr. 1959), n° 4, p. 165-168, 8 fig., 2 réf. bibl. — Procédé de calcul permettant de prévoir les mouvements des fondations de machines lors du fonctionnement de celles-ci. — E. 58802.

CDU 534 : 624.156 : 621.9.

14-149. Types et fréquences naturelles d'oscillation des ponts suspendus (Modes and natural frequencies of suspension bridge oscillations). STEINMAN (D. B.); J. Franklin Inst., U.S.A. (sep. 1959), vol. 268, n° 3, p. 148-174, 2 fig. — Présentation sous une forme définitive de

formules simples mises au point par l'auteur entre 1941 et 1943, et utilisées par lui depuis plus de quinze ans. Exemples numériques tirés des calculs effectués pour le pont de Mackinac. — E. 59668.

CDU 534 : 624.5.

15-149. Comportement à la rupture des treillis métalliques (Ein Beitrag zum Traglastverhalten von Fachwerken). MURRAY (N. W.); Bauplan.-Bautech., All. (mars 1959), n° 3, p. 128-134, 13 fig. 16 réf. bibl. — Résumé succinct des derniers résultats de recherches. Comportement de la barre articulée et comprimée. — Détermination de la stabilité des treillis métalliques, connaissant la limite élastique de l'acier et les déformations antérieures des barres. Méthodes de détermination des charges critiques. — E. 58801.

CDU 624.046 : 624.014.2.

16-149. Les nouveaux coefficients de flambement ω pour les sections tubulaires (Die neuen ω Zahlen für Rohrquerschnitte). KLÖPFEL (K.); Stahlbau, All. (août 1959), n° 8, p. 205-212, 10 fig., 5 réf. bibl. — Exposé des raisons ayant amené à introduire dans la norme allemande DIN 4114 (flambement, déversement, voilement) des coefficients de flambement spéciaux pour les éléments tubulaires. — E. 59130.

CDU 624.075.2 : 624.014 : 389.6 (43).

17-149. Contribution au calcul de la longueur de flambement des montants de portiques dans le cas de traverses coudées ou en forme d'arc (Beitrag zur Knicklängenberechnung lotrechter Rahmenstiele im Falle geknickter und bogenförmiger Riegel). APPELTAUER (J.), BARTA (Th.); Bauingenieur, All. (août 1959), n° 8, p. 320-323, 8 fig., 19 réf. bibl. — E. 59259.

CDU 624.075.2 : 624.072.33.

18-149. Tables pour la résolution des problèmes de contraintes de la théorie du 2^{ème} ordre et des problèmes de flambement (Hilfsstabeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen). — Edit. : Stahlbau-Verlag GmbH, All. (1959), 1 vol., vi + 40 p., 6 réf. bibl. — En annexe tiré à part de l'article de E. CHWALLA, 28 p., 29 fig., 44 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2848 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 223-59.

CDU 624.04 : 624.075.2 : 624.074.5 : 518.

19-149. Enquête sur l'emploi du béton précontraint dans les ponts-routes. I — Résistance de poutres sans armatures de cisaillement soumises à des efforts tranchants (Investigation of prestressed concrete for highway bridges, Part. I — Strength in shear of beams without web reinforcement). SOZEN (M.A.), ZWOYER (E. M.), SIESS (C. P.); Univers. Illinois Engng Exper. Stn Bull. (n° 452), avr. (1959), Univers. Ill. Bull., vol. 56, n° 62, 69 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Essais effectués pour obtenir une meilleure compréhension du comportement des poutres sans armatures de cisaillement. Ces essais ont porté sur 43 poutres de section rectangulaire et 56 poutres en I. Analyse des résultats d'essais et conclusions. — E. 59028.

CDU 620.1 : 624.072.2 : 624.012.46 : 624.27.

20-149. Résistance à la fatigue et résistance statique des goujons d'ancrage (Fatigue and static strength of stud shear connectors). THURLIMANN (B.); J.A.C.I., U.S.A. (juin 1959), vol. 30, n° 12, p. 1287-1302, 15 fig., 9 réf. bibl. — Essais sur des goujons d'ancrage droits et en L pour construction mixte acier-béton. Sollicitation à la fatigue et essais statiques. Suggestions pour le calcul de poutres mixtes avec ancrages en L de 12,7 mm. — E. 58751.

CDU 539.388.1 : 691.88 : 624.016.

Cac n Procédés de calcul.

21-149. Application de la théorie du paraboloïde de plasticité au calcul d'un cylindre creux soumis à une pression externe centripète et réalisé en matériau résistant seulement à la compression (Cilindro cavo soggetto a pressione esterna centripeta nel caso di materiale resistente a sola compressione secondo la teoria del paraboloïde di plasticita). TESORIÈRE (G.); *Tec. mod.*, Ital. (mars 1959), n° 1, p. 1-7, 7 fig., 3 réf. bibl. — E. 58625.

CDU 624.04 : 539.5 : 624.074.7.

22-149. Flexion de voiles coniques d'épaisseur uniforme et de voiles cylindriques d'épaisseur constante ou variable (Bending of conical shells of uniform thickness and of cylindrical shells of uniform or non-uniform thickness). BROUDUN-NIELSEN (T.); *Lab. Bygningstek. Dam. Tek. Højskole*, Dam. (1959), Meddel. n° 10, (Festskrift til Prof. A. Engelund) p. 26-39, 6 fig., 12 réf. bibl. — Présentation d'une nouvelle méthode de calcul, basée sur des expressions simples de la rigidité des bords pour ces voiles soumis à des charges symétriques par rapport à leur axe. — E. 58442.

CDU 624.043 : 624.074.4.

23-149. Méthode générale de calcul des éléments en béton armé, basée sur une étude détaillée des caractéristiques du béton et de l'armature au voisinage de la rupture — (Allmän teori för Beräkning av armerad Betong med särskild hänsyn till Betongens och Armeringens Egenskaper i Brottstadiet). GRANHOLM (H.); *Chalmers tek. Högskolas Handlingar*, Suède (1959), n° 209, 228 p., nombr. fig., résumés en français : p. 223-228; en anglais : p. 216-222; en allemand : p. 211-216. — Considérations sur les raisons qui militent en faveur de l'abandon de la théorie classique et de son remplacement par une nouvelle théorie générale tenant compte d'une manière plus précise des caractéristiques des matériaux constitutifs du béton armé. — Etude détaillée de la flexion des éléments de section rectangulaire au stade précédant immédiatement la rupture. — Les courbes contraintes-raccourcissement du béton et contraintes-allongement de l'acier. Etablissement des équations fondamentales; résultats d'essais; étude des poutres à faible et à fort pourcentage d'armatures. Conditions d'application de la nouvelle théorie générale au béton précontraint. Rigidité à la flexion. — Discussion sur le coefficient de sécurité. Problèmes pratiques posés par le calcul des constructions. — E. 58999

CDU 624.04 : 539.5 : 624.012.45.

24-149. Calcul des cheminées en béton armé de grande hauteur basé sur la théorie de la plasticité et utilisant des états limites (Vypocet kominu ze zelezobetonu podle teorie plasticity a meznich stavu). HENDRYCH (O.); *Stavebnický Casopis*, Tchécosl. (1959), vol. 7, n° 4, p. 214-238, 8 fig., 25 réf. bibl. (résumés russe, allemand). — Présentation d'une nouvelle méthode actuellement employée en U.R.S.S., et tenant compte de toutes les charges possibles, notamment des combinaisons des effets de la charge du vent et de la température. Exemples d'application de la méthode. — E. 59479.

CDU 624.04 : 539.5 : 697.85 : 624.012.45.

25-149. Calcul des poteaux composés en bois (Yhdistettyjen puusauvojen nurjahdusmitoitukset). NISKANEN (E.); *Rakennus Insri*, Finl. (juil.-août 1959), n° 7-8, p. 112-123, 11 fig., 12 réf. bibl. (résumé anglais). — E. 59328.

CDU 624.04 : 624.072.3 : 624.011.1.

26-149. Poutres continues. Dalles à armature croisée. — HAHN (J.); Edit. : *Dunod*, Fr. (1960), 1 vol., xviii + 240 p., nombr. fig. — (traduction française). — Voir analyse détaillée B 2821 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 296-59.

CDU 624.04 : 624.072.2/33 : 624.073/5 (03).

27-149. La meilleure méthode de calcul des portiques rigides soumis à des systèmes alternatifs de charges (Optimum design of structural frames for alternative systems of loading). LIVESLEY (R. K.); *Civ. Engng.*, G.-B. (juin 1959), vol. 54, n° 636, p. 737, 739-740, 6 fig., 6 réf. bibl. — E. 59181.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 534.

28-149. L'équation différentielle du gril biais utilisée pour le calcul de la dalle orthotrope en forme de parallélogramme, et son application dans l'étude expérimentale d'un modèle de pont biais constitué d'un gril de poutres (The skew network difference equation for the orthotropic parallelogram plate and its application to the experimental study on the model skew composite grillage girder bridge). NARUOKA (M.), OMURA (H.); *Mem. Fac. Engng. Kyoto Univ.*, Japon (juil. 1958), vol. 20, Part 3, p. 139-148, 14 fig., 2 fig. h.-t., 4 réf. bibl. — Caractéristiques du modèle; application des charges et mesure des déformations; emploi de la méthode de calcul mise au point par les auteurs; comparaison des données théoriques avec les résultats expérimentaux. — Emploi de calculatrices numériques pour le calcul des coefficients d'influence de la déformation et du moment fléchissant de plaques orthotropes en forme de parallélogramme (Digital computer analysis of influence coefficients for deflection and bending moment of orthotropic parallelogram plates). NARUOKA (M.), OMURA (H.); (avr. 1959), vol. 21, Part 2, p. 103-127, 31 fig., 3 réf. bibl. — E. 59309, 59185.

CDU 624.04 : 624.073 : 624.072.2 : 69.001.5.

29-149. Etude d'un escalier hélicoïdal. II à V. (fin) (Design of helical staircases). COHEN (J. S.); *Concr. constr. Engng.*, G.-B. (juin 1959), vol. 54, n° 6, p. 197-204, 1 fig., 2 réf. bibl.; (juil. 1959), n° 7, p. 249-256, 2 fig.; (août 1959), n° 8, p. 283-288, 3 fig.; (sep. 1959), n° 9, p. 313-321, 2 fig. — (I : analysée dans notre DT. 87 de septembre 1955, art. n° 207). — Etude du cas de poutres hélicoïdales encastrées aux deux extrémités ou encastrées à une extrémité et articulées à l'autre. — E. 58348, 59232, 59469, 59711.

CDU 624.04 : 69.026.254.

30-149. Calcul des toitures suspendues à des poutres de rive encastrées (Dimensioning of suspended roof structures on fixed edge beams). SZMODITS (K.); *Proc. Hungarian Inst. Build. Res. (Epištudományi Intézet — ETI)*, Hongr. (1959), n° 2, p. 95-108, 3 fig. (résumés français, allemand). — Exposé d'une méthode de calcul avec exemple numérique. — E. 58872.

CDU 624.04 : 69.024.4.

31-149. Éléments du calcul des structures métalliques des halles industrielles à fermes liées rigidement aux poteaux, compte tenu de la retransmission plastique des efforts (Elemente pentru calculul structurilor metalice ale halelor industriale cu ferme legate rigid de stâlpi, tinând seama de retransmiterea plastică a eforturilor). DALBAN (C.); *Rev. Constr. Mater.*, Roum. (juin 1959), n° 6, p. 283-289, 16 fig., 10 réf. bibl. — Possibilités de calcul à la rupture de ces charpentes de halles industrielles. — E. 58902. — CDU 624.04 : 539.5 : 725.4 : 624.014.2.

32-149. Sur la forme et le calcul des arcs horizontaux des barages-voûtes (Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern). KETTNER (R.); *Schriftenreihe des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes Wien*, Autr. (1959). *Die Talsperren Oesterreichs*, n° 8, 99 p., 56 fig., 36 réf. bibl. — § 2.45. — (Edit. : *Springer-Verlag*, Mölkerbastei 5, Vienne 1, Autr.). — Bref exposé des méthodes de calcul statique des barages-voûtes, et rappel de la théorie des arcs. Possibilités d'utilisation des différentes formes d'arcs élémentaires, et calcul de ces arcs. — Extension des formules antérieures et établissement de formules nouvelles.

— Exemples numériques d'application. — E. 59992. CDU 624.04 : 627.8 : 624.072.32.

33-149. Calcul des systèmes hyperstatiques par la méthode des travaux virtuels. I. II. III. (fin). LATIL; *Ingr Construct.*, Fr. (juin 1959), n° 28, p. 279-289, 18 fig., (juil. 1959), n° 29, p. 337-343, 32 fig.; (août-sep. 1959), n° 30, p. 389-392, 6 fig. — E. 58576, 59001, 59597. CDU 624.04 : 624.075.

34-149. L'étude des ponts biais sur modèles réduits. BONVALET (M.); *Analyse Contraintes* (Mém. Group. Avancement Méthodes Analyse Contraintes), Fr. (juin 1959), t. 4, n° 2, p. 7-13, 15 fig. — Difficultés rencontrées dans le calcul des plaques biaises; caractéristiques du procédé expérimental; méthode de mesure; exemple d'application. — E. 59842. CDU 69.001.5 : 624.27 : 624.7.

Caf Essais et mesures (mécaniques en principe).

35-149. Etude expérimentale en vraie grandeur de voiles cylindriques en béton précontraint pour la couverture d'un bâtiment culturel (Studiu experimental la scara naturala asupra unei invelitori cilindrice din beton precomprimat pentru acoperirea unei cladiri social-culturale). TANNENBAUM (M.), PETCU (V.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (juil. 1959), n° 7, p. 335-344, 22 fig. — Essais à la rupture d'une toiture de 26,9 × 6 m. Résultats obtenus : rigidité de l'élément, comportement à la torsion, sécurité à la fissuration et à la rupture. Indications pour le calcul à la rupture de ce type d'ouvrage. — E. 59123.

CDU 69.024.4 : 624.012.46 : 69.001.5 : 69.059.2.

36-149. Le comportement du barrage de Hungry Horse, U. S. A. (The structural behavior of Hungry Horse dam). RICHARDSON (J. T.); *U. S. Dept. Inter., Bur. Reclamat.*, Denver, Colorado, U.S.A. (avr. 1959), *Engng Monographs* n° 24, 35 p., 27 fig., 11 réf. bibl. — Description de l'appareillage de mesure utilisé pour l'étude des contraintes, des températures et des déformations de ce barrage-voûte de 172 m de hauteur, 645 m de longueur au couronnement, et 100 m d'épaisseur à la base. — Compte rendu des résultats des mesures. (Voir également notre D. T. 129, de septembre 1958, article n° 126.) — E. 59917.

CDU 69.001.5 : 627.8 : 531.7.

37-149. Appareils de mesure utilisés, et mesures effectuées sur le barrage-voûte de Dobra (Messeinrichtungen und Messungen an der Gewölbesperre Dobra). PETZNY (H.); *Schriftenreihe des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes Wien*, Autr. (1957), *Die Talsperren Oesterreichs*, n° 6, 50 p., 35 fig., \$1,45 (Edit. : *Springer-Verlag*, Mölkerbastei 5, Vienne 1, Autr.). — La brochure donne une description détaillée des appareils de mesure utilisés, et expose les observations faites sur le comportement du barrage en béton de Dobra, de 52 m de hauteur et de 220 m de longueur à la crête. — Mesures des températures, de la verticalité, des déformations. Mesures trigonométriques. Interprétation des résultats des mesures. — Bibliographie. — E. 59990

CDU 627.8 : 69.001.5 (436).

38-149. Essais sur modèle du comportement combiné d'un revêtement de chaussée et d'un gril de poutres de pont (Badania modelowe współpracy lekkiej jezdni z rusztem mostowym). MIKOLAJCZAK (H.), GANOWICZ (R.), WILDE (P.), WIZMUR (M.); *Archiv. Inzyn. Ladowej*, Pol. (1959), vol. 5, n° 2, p. 215-226, 8 fig., 4 réf. bibl. (résumés russe, anglais). E. 59067. CDU 69.001.5 : 624.21.025 : 625.8.

39-149. Relation entre la résistance du béton et les différentes formes et dimensions des éprouvettes (O wytrzymałości betonu badanej na próbkach roznych kształtów i wielkości).

KUCZYNSKI (W.); *Archiw. Inzyn. Ladowej.* Pol. (1959), t. 5, n° 2, p. 139-168, 16 fig., 9 fig., h.-t., 62 réf. bibl. (résumés russe, anglais). Compte rendu d'essais effectués à l'Université Technique de Lodz pour étudier l'influence des dimensions et des formes des éprouvettes sur la résistance du béton à la compression. — E. 59067. CDU 620.11 : 666.972 : 539.4.

40-149. Essais de résistance de murs réalisés en agglomérés de béton au gaz (Badanie wytrzymałości ścian murowanych z bloków gazobetonowych). ZEMBROWSKI (J.); *Archiw. Inzyn. Ladowej.* Pol. (1959), t. V, n° 2, p. 169-213, 26 fig., 2 fig. h.-t., 19 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Discussion des résultats d'essais effectués pour étudier la force portante et le flambement des murs réalisés en agglomérés de béton au gaz de $24 \times 24 \times 49$ cm. — E. 59067.

CDU 539.4 : 69.022 : 624.012.3 : 666.973.6.

41-149. Relation entre l'écart type et la résistance moyenne des cubes de béton (The relation between standard deviation and mean strength of concrete test cubes). NEVILLE (A. M.); *Magaz. Concr. Res.*, G.-B. (juil. 1959), vol. 11, n° 32, p. 75-84, 15 fig., 12 réf. bibl. — Les essais de bétons confectionnés en laboratoire montrent que l'écart type dans une gâchée est directement proportionnel à la résistance moyenne du béton. — Une relation similaire s'applique à l'écart type entre gâchées. — Pour le béton mis en œuvre sur le chantier, les recherches semblent indiquer que là aussi l'écart type augmente avec l'accroissement de la résistance moyenne du béton. — E. 59180.

CDU 620.1/11 : 666.972 : 519.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES HYDRAULIQUE.

42-149. L'évolution des matières sédimentées dans les bassins de retenues. — VAN BENEDEN (G.) *Bull. Centre belge Et. Docum. Eaux (CEBE-DEAU)*, Belg. (1959), n° 45, p. 125-131. — Dépôts en conduites. Aspect hydraulique de la sédimentation en conduite. THIBESSARD (G.); p. 132. — L'origine des dépôts de manganèse. VAN BENEDEN (G.); p. 132-134, 4 réf. bibl. — Relation entre mesures de turbidité et matières en suspension non décantables. — NOISSETTE (G.); p. 139-141. — Sédimentation d'une dispersion. Théorie de Kynch, commentaires et essais. — EDELINE (F.); p. 142-149, 15 fig., 5 réf. bibl. — La décantation des eaux résiduaires des charbonnages. — MEERMAN (P. G.); 0. 150-153, 7 fig. — E. 59261. CDU 628.33.

43-149. Mesures de pression de l'eau au niveau des fondations du barrage-poids de Silvretta (Autriche) (Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperrre). TSCHADA (H.); *Schriftenreihe des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes Wien*, Autr. (1959), *Die Talsperren Oesterreichs*, n° 9, 23 p., 14 fig., 1 fig. h.-t., 12 réf. bibl., \$ 1.20 — (Edit.: Springer-Verlag, Mülkerbastei 5, Vienne 1, Autr.). — Conditions d'exécution et résultats des mesures effectuées en 1953 et 1954. Aucune corrélation n'a pu être observée entre les pressions et les infiltrations constatées aux points de mesure. — E. 59993.

CDU 532.5 : 624.15 : 627.8 : 69.059.22.

44-149. Méthodes d'étude de l'écoulement dans les conduits rugueux (Design methods for flow in rough conduits). MORRIS (H. M.); *Proc. A. S. C. E. (J. Hydraul. Div.)*, U.S. A. (juil. 1959), vol. 85, n° HY7, Pap. n° 2081, p. 43-62, 12 fig., 11 réf. bibl. — Courbes et méthodes permettant de déterminer les coefficients de frottement en écoulement turbulent dans les conduits fermés et en écoulement laminaire dans les canaux découverts. — E. 59082. CDU 532.5 : 643.1/2.

45-149. Le déversoir et les ouvrages de fuite du barrage et du réservoir de Townshend sur la West River, dans le Vermont (Spillway and outlet works Townshend dam and reservoir West River, Vermont). U. S. Army Engr Waterw. Exper. Stn, Corps Engrs Vick., Miss., U. S. A., (avr. 1959), Tech. Rep. n° 2-498, vii + 19 p., 10 fig., 14 fig. h.-t., 21 pl. h.-t. — Compte rendu d'essais sur modèle à l'échelle 1 : 50. Description de modèle, organisation des essais, discussion des résultats. — E. 58670. CDU 627.8 : 621.646 : 532. 5.

46-149. Hydrodynamique. — BIRKHOFF (G.); Edit.: Dunod, Fr. (1955), 1 vol., xii + 228 p., 12 fig., 78 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2820 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 327-59. CDU 532.5 (03).

47-149. Régularisation de rivières aux ponts (Regularizari de furii la poduri). IONESCU-SISESTI (D.); *Hidrotehnica*, Roum. (mai 1958), n° 5, p. 187-196, 14 fig., 7 réf. bibl. — Exposé des problèmes hydrotechniques intervenant dans l'établissement des projets de ponts; exemples de travaux de régularisation de cours d'eau au niveau des ponts exécutés en Roumanie. — E. 59132 : Docum. origin. — E. 60530 : Trad. I. T. n° 523, 16 p. —

CDU 627.4 : 624.21.

48-149. Le coup de bélier provoqué par les pompes (Water hammer caused by pumps). JAEGER (Ch.); *Water Power*, G.-B. (juil. 1959), vol. 11, n° 7, p. 259-266, 25 fig., 11 réf. bibl. — L'emploi accru de l'accumulation par pompage, pose de nouveaux problèmes de coup de bélier. Etude systématique de ces problèmes à l'aide de méthodes graphiques. — E. 59147. CDU 532 : 625.84/88 : 621.6.

Ci GÉOPHYSIQUE GÉOTECHNIQUE

Cib Géologie. Minéralogie.

49-149. Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur. — GOCUEL (J.); Edit.: Masson et Cie, Fr. (1959), 1 vol., vi + 357 p., 117 fig. — Voir analyse détaillée B. 2831 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 272-59. CDU 55 : 624 (03).

Cib m Étude des sols.

50-149. Recherche du type de fondation et du mode de calcul des fondations par le pressiomètre. — *Bâtim. Chem. Fer*, Fr. (août-sep. 1959), n° 24, p. 7-13, 7 fig. — E. 59592. CDU 624.131.38 : 624.15 : 620.1.05.

51-149. Les effets du gel dans les sols et sur les surfaces de revêtement (Frost effects in soils and on pavement surfaces). *Nation. Acad. Sci. — Nation. Res. Council.* (publ. 617), U.S.A. (1959), *Highway Res. Board. Bull.* 218, 48 p., 31 fig., 27 réf. bibl. — Quatre mémoires présentés à l'Assemblée annuelle du Highway Research Board des 6-10 janvier 1958. — L'action du gel et l'évaluation de la charge portante à l'aide de dispositifs de mesure de la flexion. — Formation rythmique de filets de glace superficiels dans le sol. — Le verglavage des revêtements routiers. — L'action du gel et l'entretien des chemins de fer dans la presqu'île du Labrador. — E. 59050. CDU 620.193 « 324 » : 625.8.

52-149. La rupture des roches à la périphérie des ouvertures souterraines (The fracture of rock around underground openings). HIRAMATSU (Y.), OKA (Y.); *Mem. Fac. Engng Kyoto Univ.*, Japon (avr. 1959), vol. 21, Part 2, p. 128-153, 21 fig., 11 réf. bibl. — Compte rendu d'essais sur modèles et d'analyse des

contraintes par la méthode photoélastométrique; observations faites *in situ* sur les contraintes produites dans le sol par l'aménagement d'une ouverture souterraine. — E. 59185. CDU 624.131.542 : 624.19 : 69.001.5.

53-149. L'inclinaison d'une plaque elliptique sur fondation homogène sous l'effet d'une charge excentrée, avec application aux plaques rectangulaires (Die Schiefstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten). — FISCHER (K.); *Bauingenieur*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 258-265, 17 fig., 5 réf. bibl. — Distribution de la pression exercée sur une fondation homogène par une plaque elliptique rigide, soumise à une charge excentrée et inclinaison de cette plaque. Application simple aux plaques rectangulaires. — E. 58827. CDU 624.131.5 : 624.153 : 624.073.

Cic Surface du globe. Hydrographie. Erosion.

54-149. Structure formelle attachée à l'équation du problème des marées. VANTROYS (L.); *Houille blanche*, Fr. (août 1959), n° 5, p. 533-544, 2 fig., 10 réf. bibl. — Commentaires du mémoire de L. Vantroys. KRAVCHENKO (J.); p. 545-546. — Généralisation de la similitude de M. Vantroys en tenant compte de la variation des profondeurs marines. BONNEFILLE (R.); p. 547-555. — Influence de la force de Coriolis dans la dynamique des mers. SAINT-GUILY (B.); p. 556-559. — La participation du Laboratoire national d'Hydraulique à l'étude de l'influence de la rotation terrestre sur la représentation d'un phénomène de marée sur modèle réduit hydraulique. BONNEFILLE (R.); p. 560-567, 7 fig., 3 réf. bibl. — Etude de l'action de la force de Coriolis sur la propagation des marées en fonction de l'étendue de la zone marine considérée. VALEMBOS (J.); BONNEFILLE (R.); p. 568-585, 27 fig., — Hydraulique des plaques tournantes. BIESEL (F.); p. 586-597, 5 fig. — Réalisation de plaques tournantes. Plaque de Grenoble. DALVERNY (J.); FONTANET (F.); p. 598-606, 11 fig. — E. 59313. CDU 532.5 : 627.52 : 627.6.

55-149. Détermination de la sédimentation à l'aide des courbes de durée d'écoulement et de taux de sédimentation (Analysis of flow-duration, sediment-rating curve method of computing sediment yield). MILLER (C. R.); *U. S. Dept Inter., Bur. Reclam. (Hydrology Branch-Project Planning Div.)*, Denver, Colorado, U.S.A. (avr. 1951), iii + 15 p., 7 fig., p. 17-55 de 36 fig. — Critique de la méthode utilisée jusqu'ici pour le calcul de la sédimentation dans les réservoirs. Etude expérimentale effectuée sur deux rivières. Résultats obtenus. Recherches encore nécessaires. — E. 59918. CDU 627.7/8 : 532.5.

Cif Topographie. Tracé des ouvrages.

56-149. Emploi de la photographie aérienne pour l'établissement de cartes géologiques et l'étude des sols et des matériaux (Soil and materials surveys by use of aerial photographs). *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (publ. 666), U.S.A. (1959), *Highw. Res. Board, Bull.* 213, 53 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Cette brochure donne le texte de quatre communications : les cartes géologiques et les problèmes de génie civil; une carte géologique du comté de Fayette, dans le Kentucky; analyse des données d'une photographie aérienne pour l'étude du tracé de routes dans l'Etat du Maine; recherche de carrières de gravier par l'interprétation des photographies aériennes. — E. 58798.

CDU 526 : 624.131, 3 : 691.

Coc CONDITIONS ET ÉTUDES GÉNÉRALES SITUATION GÉOGRAPHIQUE CONGRÈS.

Coc Conditions économiques.

57-149. Type de calcul du prix de revient du gros œuvre des immeubles d'habitation. — BAYON (R.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1959), 3^e éditn, 1 vol., 170 p., 10 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2828 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 325-59.
CDU 69.003 : 12 : 728 : 69.021/026.

58-149. Les devis de construction métallique (Estimating structural steel). SAUNDERS (G.-A.); Edit. : Mc Graw-Hill. Publ., G.-B., (1959), 1 vol. xiv + 274 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2840 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 249-59
CDU 69.003.12 : 624.014.2 (03).

Cod j Règlements. Législation.

59-149. Construction. — Règles générales de construction des bâtiments d'habitation (arrêtés et circulaires du 14.11.58). J. off. Républ. fr., Fr. (nov. 1958), n° 58-202 S, tirage à part (Textes d'intérêt général), 25 p. — Recueil de textes d'intérêt général parus au Journal Officiel sur les règles générales de construction des bâtiments d'habitation, la surface des pièces d'habitation, l'aération des logements, les dimensions des baies, les gaines et passages de télécommunication, les installations fixes de chauffage et les conduits de fumée, les règles sanitaires concernant les

cabinets de toilette, salles de bains et cabinets d'aisance en position centrale, les règles sanitaires relatives aux conduits de fumée conçus pour desservir plusieurs foyers. — E. 60122.
CDU 35 : 728 : 69 (44).

Cod l Normalisation.

60-149. Norme britannique B.S. 449 : 1959. Brochure explicative (B. S. 449 : 1959 An explanatory brochure). British Constructional Steelwork Assoc. (B. C. S. A.), G.-B. (1959), Publ. n° 12, 46 p., 14 fig. — Brochure destinée principalement aux bureaux d'études des entreprises de constructions métalliques et commentant en détail, article par article, les modifications apportées au Règlement britannique de la construction métallique (B. S. 449 : 1948) édition de 1948, par le nouveau règlement (B. S. 449 : 1959). — E. 59258.
CDU 624.014.2 : 389.6 (410).

Cof Études générales. Congrès.

61-149. Compte rendu des communications présentées au Congrès du Conseil international du Bâtiment pour la recherche, l'étude et la documentation (C.I.B.), tenu à Rotterdam du 21 au 25 septembre 1959. — Vol. I. II. III. — Bouwcentrum, Pays-Bas, vol. I. — 280 p., nombr. fig., réf. bibl. — Vol. II, 233 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Vol. III, 280 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2856 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 266-59, O. 267-59, O. 268-59, (CDU : au chap. III).

62-149. Le Sixième Congrès de la Com-

mission internationale des Grands Barrages (New York, sept. 1958). — (Der VI. Kongress der Internationalen Talsperrenkommission). — Edit. Springer-Verlag, Mölkerbastei 5, Vienne 1, Autr. (1959), Schriftenreihe des österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, n° 39, 53 p., 14 fig., \$ 1.80. Rapport de J. FRITSCH, p. 5-10 : Problèmes de la technique du béton. Ce rapport traite de l'addition de matériaux pouzzolaniques et de cendres volantes, de l'influence du sable à grains très fins, de la résistance au gel du béton. — Rapport de E. TREMMEL, p. 11-21 : Surélévation des barrages. Contraintes et déformations des barrages. — Rapport de A. WOGGIN, p. 21-25 : Compactage et humidité des matériaux de construction des barrages en terre ou en enrochements. — J. FRITSCH, E. TREMMEL, A. WOGGIN, p. 26-53, 14 fig. Compte rendu des voyages d'études. — E. 59923.

CDU 627.8 : 693.5 : 691.2/4 (061.3) (100).

Cu MATHÉMATIQUES. SCIENCES PHYSIQUE OU CHIMIE

63-149. Mathématiques générales. Algèbre-analyse. PISOT (Ch.), ZAMANSKY (M.); Edit. : Dunod, Fr. (1959), 1 vol., xxiv + 648 p. — Voir analyse détaillée. B. 2822 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 332-59.
CDU 51 (03).

64-149. Aide-mémoire Dunod. — Électricité. — FOURCAULT (L. D.); Edit. : Dunod, Fr. (1957), 70^e éditn, 1 vol., 358 p. + lxiv p., 105 fig., — Voir analyse détaillée B. 2817 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 335-59.
CDU 537 : 696.6 (03).

D — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION (en général).

Dab j Matériaux métalliques.

65-149. Les fontes. — BENSIMON (R.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1959), 1 vol., 47 p., 36 fig. — Voir analyse détaillée B. 2827 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 269-59.
CDU 691.713 (03).

66-149. Galvanisation, peinture et corrosion. MORISSET (P.); Corros. Anticorros., Fr. (mai 1959), vol. 7, n° 5, p. 203-220, 6 fig., 2 fig. h.-t., 9 réf. bibl. Compte rendu d'essais et interprétation des résultats. — E. 58385.
CDU 620.197 : 621.793.

Dab lel Matériaux traités.

67-149. Les laitiers sidérurgiques et leur solidification. — KOZAKÉVITCH (P.); Laitiers-Tarmacadam, Fr. (août 1958), n° 11, p. 31-39, 4 fig., 2 réf. bibl. — E. 59100. CDU 691.322.

68-149. Le laitier granulé, liant hydraulique pour routes I. II. (fin). RUMPLER (A.); Laitiers-Tarmacadam, Fr. (août 1958), n° 11, p. 5-10, 1 fig.; (jan. 1959), n° 12, p. 5-10, 2 fig. — E. 59100, 59101. CDU 691.322 : 627.8.06.

Dab les Agglomérés.

69-149. L'emploi du plâtre dans la construction de bâtiments préfabriqués à simple rez-de-chaussée (Zastosowanie gipsu do budowy prefabrykowanych domkow jednorodzinnych). MAZUR (S.); Przegl. Budowl., Pol. (fév. 1958), n° 2, p. 58, 3 fig. — Compte rendu d'essais

d'éléments préfabriqués en plâtre effectués au Laboratoire des Constructions en Béton armé du Polytechnicum de Wroclaw (Pologne). — Technique de fabrication. Produits d'addition. Planchers nervurés en béton armé à hourdis en plâtre. — E. 52238 : Docum. origin.; E. 59920, Trad. I.T. n° 527, 3 p. —
CDU 666.8 : 69.002.2 : 69.025.

Dab mo Matières plastiques.

70-149. L'emploi des matières plastiques dans l'industrie du bâtiment (Bauen mit Kunststoffen). SCHWABE (A.), SAECHELIN (H.); Edit. : Ullstein Fachverlag, All. (1959), 1 vol., 951 p., 796 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2855 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 282-59.
CDU 691.175 : 69.00 (03).

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf j Essais et mesures.

71-149. Influence de l'âge et du rapport eau-ciment sur la relation entre la vitesse de propagation des impulsions ultra-sonores et la résistance à la compression du béton (The effects of age and water cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete). KAPLAN (M. F.); Magaz. Concr. Res., G.-B. (juil. 1959), vol. 11, n° 32, p. 85-92, 15 fig., 6 réf. bibl. — E. 59180. CDU 534.6 : 666. 972 : 620.17.

72-149. Méthodes de détermination des substances toxiques dans l'air (Methods for the determination of toxic substances in air).

GAGE (J. C.), STRAFFORD (N.), TRUHAUT (R.); Edit. Butterworths sci. Publ., G.-B. (1959), 1 vol., 73 p., 5 fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2842 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 289-59. CDU 628.512.54.

Daf l Corrosion.

73-149. Ce fléau méconnu : le termites. — MATHIEU (H.); Edit. : L. B. Baillière et Fils, Fr. (1959), 1 vol., 93 p., 43 fig. — Voir analyse détaillée B. 2830 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 213-59. CDU 699.878.

74-149. Le problème de la protection cathodique de l'acier immergé dans l'eau de mer. HACHE (A.); Corros Anticorros., Fr. (sep. 1959), vol. 7, n° 9, p. 307-311, 5 fig., 1 réf. bibl. — Quelques résultats d'essais de corrosion marine avec des aciers à 4 % de chrome. HERZOG (E.); p. 312-316, 7 fig., 6 réf. bibl. — Exposé général sur la corrosion marine. Examen des diverses possibilités de protection. DECHAUX (G.); p. 317-321, 5 fig. — E. 59632.
CDU 620.19 : 691.714 : 627.26.

Daf m Stabilité des constructions.

75-149. Étude de la stabilité des poutres continues soumises à une charge mobile par la méthode du calcul à la rupture (Folytatoslagos tobbtamaszu tartok allekonysagvizsgalata mozgo terhekre a hatarallapot-vizsgalat alapjan). ROLLER (B.); Epitoipari Kozlekedesi Muszaki Egyetem Tudomanyos Kozlemenyei, Hongrie (1958), vol. 4, n° 5, p. 109-131, 13 fig., 1 fig. h.-t., 10 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand, espagnol, russe). — Les contraintes développées dans ces poutres par les charges

mobiles de service devant demeurer dans le domaine élastique, on décrit une méthode de détermination des seules conditions de stabilité en considérant l'équilibre plastique, et on présente les tableaux et abaques qui en facilitent l'application. — E. 60041.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.075.

Deb INFRASTRUCTURES MAÇONNERIES. BÉTONS.

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage. Travaux hydrologiques.

76-149. Stabilisation électrochimique du sol de fondation (Electro-chemical stabilization of ground under foundation). MATSUO (S.-i.); *Mem. Fac. Engng Kyoto Univ.*, Japon (juil. 1958), vol. 20, Part 3, p. 149-162, 13 fig. — E. 59309. CDU 624.138 : 537 : 54.

77-149. Auto-consolidations électrocinétiques des sols. L'électroplastification (Autoconsolidamenti elettrocinetici dei suoli. L'elettroplastificazione). BELLUCCI (A.); *Industria. Cemento. Ital.* (juil.-août 1959), nos 7-8, p. 169-178, 7 fig., 11 réf. bibl. — Auto-consolidation électro-mécanique. Assainissement électrique des fondations en terrains compressibles. Consolidation électromécanique des terrains meubles saturés d'eau. Conditions et possibilités de consolidation électro-mécanique. Auto-consolidation électro-chimique. Échange de cations. Electro-drainage et electro-plastification. — E. 59208. CDU 624.138 : 537.

Deb ji Fondations.

78-149. Procédés employés au Queensland pour la réalisation des fondations de ponts-routes (Highway bridge foundation practice in Queensland). CAMERON (I. G.); *J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (juil.-août 1959), vol. 31, nos 7-8, p. 163-175, 15 fig. — Étude de la conception et de l'exécution des fondations d'ouvrages à travées de faible et de moyenne portée. Force du courant lors des crues; affouillements; stabilité des piles en cas de crues. Conditions de réalisation des fondations sur pieux préfabriqués ou sur puits en béton armé. — E. 59723. CDU 624.15 : 624.27 : 625.7.

79-149. Réalisation économique d'un batardeau lors de la construction d'un barrage (They made money on floods). *Constr. Methods*, U.S.A. (août 1959), vol. 41, n° 8, p. 80-82, 85-86, 8 fig. — Avantages de l'emploi d'éléments de 16 m de diamètre au lieu d'éléments de 21 m préconisés à l'origine par le Corps of Engineers des U.S.A. pour la réalisation du batardeau servant à la construction du barrage New Cumberland sur la rivière Ohio. Bon comportement des éléments du batardeau au cours de deux crues de la rivière. — E. 59189. CDU 624.157.1 : 627.8.

80-149. Les fondations de machines et les autres ouvrages soumis à des contraintes dynamiques (Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen). RAUSCH (E.); Édit. : *V. D. I.*, All. (1959), 3^e édit., 1 vol., xiv + 857 p., 888 fig. — Voir analyse détaillée B. 2854 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 218-59. CDU 624.156 : 624.9 : 534 (03).

Deb li Bétons.

81-149. Schématisation de la loi de déformation du béton (Sulla schematizzazione della legge di deformazione del calcestruzzo). LEVI (F.); *Coll. R.I.L.E.M.*, Fr (nov. 1959), 7 p., 2 fig. — Exposé montrant que l'adoption de la loi effort-déformations proposée par l'auteur pour rendre compte du phénomène de l'élas-

ticité différée permet d'interpréter correctement le comportement des constructions en béton soumises à des régimes de contrainte discontinus. — E. 60531 : Trad. I.T.n° 529, 6 p. CDU 624.044 : 666.972 : 539.5.

82-149. Dommages causés aux revêtements en béton par le répandage de sel sur la chaussée en hiver (Saltskador på betong-beläggningar vintertid). BERGSTRÖM (S. G.); *Svenska Forskningsinst. Cement-Betong, Kungliga Tek. Högskol.*, Stockholm, Suède (1959), Utredning, n° 3, 43 p., 36 fig., 20 réf. bibl., résumé anglais. — Compte rendu détaillé de recherches effectuées en Suède. — Influence des entraîneurs d'air, de la teneur en ciment, du type de ciment, de la granulométrie des agrégats, de la consistance et du procédé de compactage, de la cure. — E. 58621. CDU 69.059.22 : 625.84 « 324 » (485).

83-159. Procédés recommandés par le Bureau of Reclamation pour prévenir la fissuration dans les barrages-voûtes (U.S.B.R. practices for control of cracking in arch dams). TOWNSEND (Ch. L.); *Proc. A.S.C.E. (J. Power Div.)*, U.S.A. (août 1959), vol. 85, n° P04, Part 1, Pap. n° 2131, p. 1-21, 10 fig., 2 réf. bibl. — E. 59342. CDU 69.059.2 : 627.8 : 624.024.3.

84-149. Réalisation d'une grande fabrique de meubles à Budapest. (Étude des sheds) (Realizarea unei mari fabrici de mobilă în București. — Proiectare). BAICULESCU (E.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (juil. 1959), n° 7, p. 317-326, 20 fig. — Exécution de sheds à voiles cylindriques au moyen de coffrages mobiles sur chemins de roulement, pour une fabrique de meubles à Budapest. — E. 59123. CDU 69.024.25 : 624.074.4/7 : 69.057.528.

85-149. Emploi du béton projeté (*Anwendung von Spritzbeton*). ROTTER (E.); Édit. : *Springer-Verlag*, Mülkerbastei 5, Vienne, Autr. (1958), *Schriftenreihe des österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes*, n° 35, 42 p., 27 fig., 2 fig. h.-t., \$ 1. 65. — Brochure consacrée principalement à l'utilisation du béton projeté sur les chantiers de construction de galeries et de tunnels. — Étude des conditions d'emploi du béton projeté dans les travaux à ciel ouvert, et dans la construction d'ouvrages souterrains, provisoires ou définitifs. — Réalisation de galeries en pression dans un sol argileux. Appareils de contrôle, étude du comportement des revêtements en béton projeté. — E. 59922. CDU 693.546 : 621.5 : 624.19.

Deb lu Béton bitumineux, enrobés.

86-149. Enrobés à chaud et enrobés à froid. BRIANCOURT (M.); *Laitiers-Tarmacadam*, Fr. (août 1958), n° 11, p. 11-21, 5 fig., — Étude des qualités respectives des deux types d'enrobés : fermés et ouverts, à chaud et à froid. — E. 59100. CDU 625.8.07.

Deb mo Enduits. Revêtements. Petits ouvrages.

87-149. Le boulonnage des roches en souterrain. — HUGON (A.), COSTES (A.); Édit. : *Eyrolles*, Fr. (1959), 1 vol., 180 p., 80 fig. — Voir analyse détaillée B. 2826 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 300-59. CDU 624.138 : 691.2 : 624.19 : 691.88. (03).

Deb ne Béton armé.

88-149. Essais pour étudier l'adhérence des barres d'armature dans le béton (Bond testing of reinforcing bars). EFSSEN (A.); *Lab. Bygningstek. Danm. Tek. Højskole*, Danm. (1959), Meddel. n° 10, (Festskrift til Prof. A. Engelund), p. 51-58, 7 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu d'essais effectués au Laboratoire de la techni-

que de la Construction à Copenhague. — E. 58442. CDU 624.012.454 : 539.61 : 620.1.

89-149. Relation entre les déformations du béton et des aciers d'armature dans les poutres en béton armé et en béton précontraint (The relation between the strains in the concrete and the steel in reinforced and prestressed concrete beams). EVANS (R. H.), WILLIAMS (A.); *Magaz. Concr. Res.*, G.-B. (juil. 1959), vol. 11, n° 32, p. 55-64, 13 fig., 10 réf. bibl. — Compte rendu de recherches sur l'influence de l'adhérence effectuées avec emploi de la méthode radiographique. — Préparation des spécimens; appareillage utilisé pour les essais; analyse des résultats. — E. 59180. CDU 624.044 : 624.012.4/454 : 620.1.

90-149. Recherches sur les armatures crénelées pour éléments précontraints (Folosirea armaturii cu profil periodic la alcatuirea elementelor pretensionate). MIHUL (A.), PAUN (S.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (juin 1959), n° 6, p. 275-283, 11 fig., 8 réf. bibl. — Examen des propriétés des barres crénelées de fabrication roumaine comparées à celles utilisées à l'étranger. Conditions de leur utilisation pour le béton précontraint. — E. 58902. CDU 693.554 : 693.56.

Deb ni Béton précontraint.

91-149. La précontrainte partielle et les possibilités de son application pratique (Partial prestressing and possibilities for its practical application). ABELES (P. W.); *J. prestress. Concr. Inst.*, U.S.A. (juin 1959), vol. 4, n° 1, p. 35-51, 14 fig., 8 réf. bibl. — Caractéristiques particulières du béton précontraint; principes du calcul; coefficient de sécurité; étude de quatre types de poutres; différences fondamentales entre la précontrainte totale et la précontrainte partielle; applications de la précontrainte partielle en Grande-Bretagne et aux U.S.A. — E. 58601. CDU 624.012.45/46 : 624.043.

92-149. Essais de poutres de quinze ans d'âge, de 16,4 m de longueur, mises en précontrainte par fils adhérents (Tests on 15-year-old, 54-ft-long, pretensioned beams). BASE (G. D.), LEWIS (H. E.); *J. prestress. Concr. Inst.*, U.S.A. (juin 1959), vol. 4, n° 1, p. 65-71, 13 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu d'essais ayant eu principalement pour objet de déterminer la perte de précontrainte après une période de quinze ans. — On a également mesuré la résistance à la traction du béton, la charge de rupture, et les déformations des poutres. — E. 58601. CDU 620.16/17 : 624.072.2 : 624.012.46.

Dec CHARPENTE MENUISERIE. SERRURERIE TYPES DE STRUCTURES

Dec j Travail du bois. Charpente. Menuiserie.

93-149. La recherche technique dans le domaine de la construction en bois (Wood moves out of the woods). ALLISON (D.); *Archit. Forum*, U.S.A. (août 1959), p. 139-145, 26 fig. — Exposé général sur l'évolution récente de l'emploi du bois dans la construction et sur les progrès réalisés aux U.S.A. : poutres en caisson de 30 m de portée, couvertures prismatiques, toitures à surfaces gauches, arcs de grande portée, éléments lamellés collés. — E. 59156. CDU 624.011.1 : 624.93.

Dec l Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie. Construction mixte acier-béton.

94-149 Étude expérimentale de l'influence de l'état de la surface et de la forme des aciers sur les conditions de soudage par points des arma-

tures d'ouvrage en béton (Vliv povrchu a tvaru betonarskyh oceli na bodové svarovani vyztuze zelezobetonovych konstrukci). CAPEK (M.); *Pozemni Stavby, Tchecosl.* (1959), n° 9, p. 473-478, 18 fig., 2 réf. bibl. — E. 59690.
CDU 621.791 : 693.554.

95-149. Contrôle de la construction des conduites forcées en ateliers et sur chantiers. BOUCHAYER (R.), RAMBAUD (G.), PICARD (J.); *Soud. tec. conn.*, Fr. (juil.-août 1959), vol. 13, n° 7-8, p. 242, 249-259, 16 fig. — Exemple d'organisation d'un service de contrôle intéressant la construction de navires, de chaudières et de bûts soudés. POUCHET (P.), HENNON (J.); DELAIR (J.), LE BRUN (J.); p. 277-283, 6 fig. — Contrôle de qualité en construction soudée des canalisations de transport et de distribution de produits pétroliers et de gaz combustibles. GERBEAUX (H.); p. 299-308. — E. 59399.
CDU 621.791 : 624.014.25 : 69.001.5.

96-149. Travaux de ferronnerie et de serrurerie (Schmiede- und Schlossarbeiten). SCHEEL (H.); Édit. : *Julius Hoffmann*, All. (1959), 1 vol., 168 p., 336 fig. — Voir analyse détaillée B. 2849 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 262-59. CDU 682 : 683 (03).

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded I Étanchéité des constructions. Joints.

97-149. Dispositifs d'étanchéité pour joints dans le béton (Waterstops for joints in concrete). KELLAM (B.); LOUGHBOROUGH (M.-T.); *J. A. C. I., U. S. A.* (juin 1959), vol. 30, n° 12, p. 1269-1286, 12 fig., 1 réf. bibl. — Étude de l'étanchéité de dispositifs de formes et dimensions variables. Supériorité du chlorure de polyvinyle. Propriétés physiques des dispositifs d'étanchéité; aptitude à supporter les chocs lors de la mise en place, et à épouser les déplacements des joints, facilité d'installation. Découpage et installation du chlorure de polyvinyle. — E. 58751.
CDU 699.82 : 693.6.012.43 : 691.175.

Ded ma Travaux de peinture.

98-149. Pour le peintre-vitrier. — BATAILLE (E.); Édit. : *Dunod*, Fr. (1960), 1 vol., viii + 183 p., 61 fig. — Voir analyse détaillée B. 2819 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 297-59. CDU 698 (03).

Ded - PRÉFABRICATION

99-149. Bâtiments d'habitation et bâtiments industriels réalisés en éléments de béton cellulaire armé (en russe). MAKARITCHEV (V. V.); *Beton Jezebeton, U. R. S. S.* (1959), n° 2, p. 52-58, 7 fig., 11 réf. bibl. — Développement de la production de ces éléments. Emploi pour la construction des habitations (panneaux muraux et dalles de planchers), et des usines (murs et couvertures). Montage en couverture de plaques de 1,49 m × 5,8 m pour réaliser des portées de 12 m ou 30 m. Éléments précontraints. Protection des armatures contre la corrosion. — Technique thermo-physique de fabrication des grands panneaux en béton cellulaire armé (en russe). GORIANOV (K. E.), ZASSEDATSEV (I. B.); p. 62-67, fig. — Technologie du chauffage et du refroidissement de ces éléments réalisés en autoclave, notamment des éléments de plus de 30 cm d'épaisseur, où l'on a intérêt à ménager des gaines longitudinales facilitant les échanges thermiques. Intérêt de l'emploi de l'essorage par le vide. — E. 57175.
CDU 624.012.3/45 : 666.973.6 : 728 : 725.4.

Die CLIMATISATION PHÉNOMÈNES ET PARAMÈTRES.

100-149. Propriétés thermodynamiques de l'eau et de la vapeur d'eau (Thermodynamische Eigenschaften des Wassers und des Wasserdampfes). WUKALOWITSCH (M. P.); Édit. : *VEB Verlag Technik*, All. (1958); 1 vol., 245 p., nombr. fig., 4 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2847 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 276-59.
CDU 536 : 351.79 : 518 (03).

101-149. Initiation à l'étude des échanges calorifiques et des transferts de matières. (Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch). ECKERT (E.); Édit. : *Springer-Verlag*, All. (1959), 2^e édit., 1 vol., xii + 295 p., 171 fig. — Voir analyse détaillée B. 2846 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 277-59.
CDU 536.2/3 : 539 (03).

102-149. Emploi de la représentation conforme pour la détermination de l'émission de chaleur des tubes noyés dans des planchers massifs supposés isotropes (Varmeavgivelsen fra rør i isotrope massivdekker bestemt ved konform avbildning). RODAHL (E.); *Tek. Ukeblad*, Norvège (17 sep. 1959), n° 34, p. 731-738, 6 fig., 11 réf. bibl. (résumé anglais). — Présentation d'une méthode de calcul; comparaison des résultats obtenus avec ceux donnés par emploi de l'analogie électrique; discussion. — E. 59541.
CDU 697.13/14 : 697.353 : 69.025.

103-149. Etudes de pyrométrie pratique. (Thermométrie par thermistances, par couples thermo-électriques. Mesures optiques. Flammes industrielles). Édit. : *Eyrolles; Gauthier-Villars*, Fr. (1959), 1 vol., 231 p., 89 fig., 12 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2825 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 293-59. CDU 536.5 : 620.1.05 (03).

104-149. Procédés de mesure pour déterminer la chaleur fournie par conduction par les planchers (Messverfahren zur Bestimmung der Wärmeableitung von Fussböden). SCHÜLE (W.), JENISCH (R.); *Allg. Wärmetechn.*, All. (1959), vol. 9, n° 4-5, p. 86-91, 9 fig., 6 réf. bibl. — Description de trois équipements de mesure avec pied artificiel permettant d'étudier les échanges de chaleur entre le sol et le pied humain. — E. 59877.
CDU 536.2 : 69.025 : 697.347.

105-149. Mesure de la température dans le béton au moyen de thermistors (Temperature measurements with thermistors in concrete). NIELSEN (K. E. C.), *Svenska Forskningsinst. Cement-Betong Kungl. Tek. Högskol.*, Stockholm, Suède (1959), Meddel. n° 34, 44 p., 22 fig., 18 réf. bibl. — Étude de l'utilisation des thermistors pour la mesure des températures à l'intérieur du béton. — Caractéristiques générales des thermistors, précision des mesures. Exemples d'utilisation des thermistors à l'Institut suédois de Recherches sur le Ciment et le Béton. — E. 59277.
CDU 536.5 : 666.972 : 620.1.05.

Did I Chauffage.

106-149. Cours supérieur de chauffage ventilation et conditionnement de l'air. T. I. Principe et description des installations. T. II. Étude théorique générale. T. III. Calcul des projets et des installations. — MISSENAUD (A.), GIBLIN (R.); Édit. : *Eyrolles*, Fr. (1957), 3 vol. : T. I., 340 p., 140 fig. — T. II., 180 p., 21 fig., 1 dépl. — Tableaux : 34. — Voir analyse détaillée B. 2824 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 252-59. CDU 697.1/9 (03).

107-149. Chauffage électrique par le plancher en dehors des heures de pointe (Offpeak

floor heating). BRUCE (H. H.); *Instn Heat. Ventil. Engrs*, G.-B. (août 1959), vol. 27, p. 121-153, 25 fig., 12 réf. bibl. — Exposé de quelques erreurs courantes au sujet de ce mode de chauffage. — Compte rendu de recherches en laboratoire et conclusions tirées. — Étude de diverses installations réalisées dans des immeubles à Kirkcaldy, Edimbourg, Reading. — Perspectives d'avenir. — Discussion. — E. 59491.
CDU 697.353 : 697.71 : 69.025.

108-149. Répartition de la pression dans les installations de chauffage à eau surchauffée. I. II. (fin). (Pressure distribution in hot water heating installations). FISCHER (L. J.); *Heat. Ventil. Engrs*, G.-B., (juin 1959), vol. 32, n° 384, p. 607-612, 7 fig.; (août 1959), vol. 33, n° 386, p. 35-40, 10 fig. — E. 59103, 59757.
CDU 697.44 : 697.322.

Did m Réfrigération.

109-149. Installations frigorifiques. — Notions fondamentales. Caractéristiques de construction, exploitation et utilisation des machines et appareils frigorifiques (Kühlanlagen). — Grundlagen, Aufbau, Betrieb und Verwendung von Kältemaschinen und Kälteapparaten. DREES (H.); Édit. : *Fachbuchverlag*, All. (1959), 6^e édit., 1 vol., 350 p., 256 fig., 2 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2853 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 329-59.
CDU 621.5/57 : 697.97 (03).

Did n Ventilation. Conditionnement. Traitement de la matière.

110-149. Chauffage, ventilation, séchage agricole. — CLAIN (F.); *Industr. therm.*, Fr. (juil. 1959), n° 7, p. 345-401, nombr. fig. — Série d'articles relatifs à la conservation des grains et leurs modes de ventilation et séchage. Séchage des fourrages. — Chauffage et ventilation des locaux animaliers. Chauffage des serres. — Séchage et conditionnement des céréales. Ventilation et modes d'installation divers. — E. 59037.
CDU 697.93/97 : 631. 2/636.

111-149. Propriétés des poussières et leur collecte (Dust properties and dust collection). GUTTERMAN (B.); RANZ (W.E.) *J. Sanit. Engng Div., (Proc. A.S.C.E.)*, U.S.A. (juil. 1959), vol. 85, n° SA4, Part 1, Pap. n° 2088, p. 25-69, 32 fig., 13 réf. bibl. — Méthodes analytiques permettant le calcul des caractéristiques de réentraînement des suspensions et couches de poussières, basées sur les propriétés physiques de la poussière et du fluide qui la transporte ou agit sur elle. Essais de laboratoire portant sur les matériaux suivants : sable, verre, étain, liège, carborundum et cendres volantes. — E. 59079. CDU 628.16 : 628.511.

Did ÉCLAIRAGE

112-149. Influence sur la visibilité dans les locaux des conditions de réflexion de la lumière sur différentes surfaces (The effect of specular reflection on visibility). *Illumin. Engng*, U.S.A. (août 1959), vol. 54, n° 8, p. 474-499, 55 fig., 16 réf. bibl. — 1^{re} partie. Mesures physiques pour la détermination de la brillance et des contrastes (Part I — Physical measurements for the determination of brightness and contrast), par D. M. FINCH, p. 474-481, 25 fig., 13 réf. bibl. — 2^e partie. Mesures « in situ » de la perte de contraste (Part II, Field measurements of loss of contrast), par J. M. CHORLTON, H. F. DAVIDSON, p. 482-488, 15 fig., 3 réf. bibl. — 3^e partie. Nouveaux abaques pour les calculs de contraste de brillance (Part III, New charts for brightness contrast calculations), par I. GOODBAR, p. 489-499, 15 fig. — E. 59323. CDU 535.24 : 628.9.

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Protection contre les bruits et les vibrations.

113-149. Enquêtes relatives à la protection acoustique dans la construction à usage d'habitation de 1954 à 1957 (Erhebungen über den Schallschutz im Wohnungsbau.). CREMER (L.); SCHNEIDER (P.); *Bundesbauplatz*, All. (sep. 1959), n° 9, p. 450-457, 8 fig. — Résultats d'enquêtes effectuées dans différentes régions d'Allemagne occidentale à la demande du Ministère Fédéral du Logement. — Les essais ont porté sur un ensemble de 20 000 unités d'habitations réparties en six cent-vingt-quatre chantiers. — E. 59548 : Docum. origin. — E. 60855 : Trad. I.T. 48 p.
CDU 699.844 : 728 (06) 543.

114-149. La bonne protection acoustique commence par l'urbanisme (Guter Schallschutz beginnt beim Städtebau). BOBRAN (H.W.); *Bauwelt*, All. (6 juil. 1959), n° 27, p. 799-802, 9 fig. — Propositions tendant à compléter la nouvelle norme allemande DIN 4109 « Protection acoustique dans le bâtiment » en vue de tenir compte du bruit de la circulation, du bruit des usines, des bruits provenant des exploitations industrielles et autres. — E. 58608 : Docum. origin. — E. 60659 : Trad. I.T. n° 526, 11 p.
CDU 699.844 : 711.4 : 389.6 (43)

Dif l Protection contre l'incendie.

115-149. Résistance au feu du béton précontraint (The fire-resistance of prestressed concrete). KLUZ (Th.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (juil. 1959), vol. 54, n° 7, p. 231-241, 17 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales ayant porté sur quarante-deux spécimens de poutres et sur six poteaux. — E. 59232. CDU 699.81 : 624.012.46 : 620.1.

Dig STOCKAGE ET CIRCULATION DES FLUIDES

Dig l Canalisations en général.

116-149. La méthode de pose des siphons et la construction de l'aqueduc-siphon de Köhlbrand à Hambourg. I. II. (fin) (Die Methode der Dükerversenkung und der Bau des Köhlbrand-Dükers in Hambourg). DROBEK (W.). *Gas-Wasserfach (GWf)*, All. (15 mai 1959), n° 20, p. 499-504, 16 fig.; (15 juin 1959), nos 22/23, p. 551-556, 15 fig., 9 réf. bibl. — Problèmes posés par la nécessité de poser le siphon dans le minimum de temps, et à une profondeur suffisante dans le lit de l'Elbe inférieure, pour permettre l'entrée dans le port des gros navires. — E. 57959, 58290.
CDU 628.14 : 624.194 : 627.3.

Do ENTREPRISES. ORGANISATIONS. INDUSTRIALISATIONS. MAIN-D'ŒUVRE. ETUDES. DOCUMENTATION

117-149. Comment définir et assurer la qualité des bâtiments. — BLACHÈRE (G.); *Bull. P.C.M.*, Fr. (août 1959), série C, n° 8, p. 6-12, 1 réf. bibl. — Étude des problèmes posés par l'utilisation des matériaux et des procédés nouveaux. Définition fonctionnelle des bâtiments. Application des règles de qualité aux divers éléments de la construction. Comparaison du traditionnel et du non traditionnel. — E. 59239. CDU 658.562 : 721.

118-149. Guide international des sources européennes d'information technique. — Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, France, Grèce, Italie, Norvège, Pays-Bas, Royaume Uni, Suède. — *Agence européen. Productiv. Organisat. européen. Coopérat. économ.*, Fr. (1957), 1 vol., 447 p. — Voir analyse détaillée B. 2832 au chapitre III « Bibliographie ». — O.298-59. CDU 06 : 02 (100).

F. — LES OUVRAGES

Fab ÉCHAFAUDAGES. ÉTAIEMENTS. BOISAGES. CINTRES CUVELAGES. REVÊTEMENTS DE CERTAINS OUVRAGES

122-149. Aménagement d'une galerie sous pression par l'emploi de tuyaux préfabriqués en béton armé (Stollenausbau durch Verwendung vorgefertigter Stahlbetondruckrohre). BURKERT (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (juil. 1959), n° 7, p. 302-307, 15 fig. — Galerie d'adduction d'eau. Revêtement au moyen de tuyaux en béton armé de 2 m de diamètre intérieur. Description du procédé. Opérations de pose. Étanchéité des joints. — E. 58797.
CDU 628.14 : 624.19 : 624.012.45.

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes. Coupoles. Arcs. Escaliers. Voiles.

123-149. Utilisation de l'acier précontraint dans la construction des couvertures (Anwen-

dung der Spannstahl-Dachkonstruktion). SEYDEL (W.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 147-153, 22 fig., 1 réf. bibl. — Disposition de toiture pour bâtiments industriels dans lesquelles la couverture est supportée par des groupes de deux fils métalliques tendus à intervalles réguliers suivant l'axe longitudinal du bâtiment. — Économie du procédé. — E. 58802. CDU 624.91 : 624.071.2.

124-149. Toit supporté par des câbles pour une piste de patinage olympique (Cable-supported roof for olympic arena). CLARK (S.H.); *Civ. Engng.*, U.S.A. (sep. 1959), vol. 29, n° 9, p. 46-48, 6 fig. — Toiture métallique, suspendue à des câbles ancrés, de la piste de patinage et de hockey sur glace de Squaw Valley (Californie), où doivent se tenir les Jeux Olympiques d'hiver (février 1960). Description de l'arène (pistes et tribunes pour huit mille personnes). Calcul de la charpente de toiture. Surface couverte environ : 91 × 68 m. — E. 59618.
CDU 624.91 : 624.014.2 : 624.071.2 : 725.86.

125-149. Sheds prismatiques en béton précontraint du bâtiment de la Société Siemens à

119-149. Liste des organismes de documentation des Techniques et des domaines annexes (Verzeichnis von Schrifttum-Auskunftstellen der Technik und verwandter Gebiete). *Deutscher Normenausschuss*, All. (1958), 4^e éditn, 1 vol., 173 p. — Voir analyse détaillée B. 2852 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 265-59. CDU 002 : 06 (03).

120-149. Communications sur la Classification décimale. Classification décimale 69. Matériaux de construction. Pratique de la construction. Travaux de construction (DK-Mitteilungen. DK-69. — Baustoffe. Bauhandwerk. Bauarbeiten). *Beuth — Vertrieb GmbH — Deutscher Normenausschuss*, Umlandstrasse 175, Berlin W. 15, All. (août 1959), numéro spécial 1, 24 p., DM. 12. — Le présent fascicule contient le texte de la Classification Décimale universelle pour les matériaux et éléments de construction, les travaux de maçonnerie, le travail du bois, la menuiserie, les installations sanitaires, le chauffage, la ventilation et le conditionnement de l'air. — E. 59867.
CDU 025.45 : 69 (43).

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

121-149. Numéro spécial consacré aux appareils de levage et de manutention. — *Tech. mod.*, Fr. (juil. 1959), p. 1-108, nombr. fig. — La commande électrique des engins de levage, par M. BIZOT. — Réglage de la vitesse des treuils de levage en courant alternatif, par J. DUFROY. — L'automatisme en manutention, par Y. LOCÉ. — Les transporteurs indexés. — Technologie des appareils de manutention continue, par R. JACQUOT. — Monorails et ponts roulants, par J. VUILLEMIN. — Les chariots à fourche par M. SABLIERE. — Les grues mobiles : généralités, classification, technologie, sécurités, utilisations, par B. DEBOUDE. — Les ponts de liaison et docks ajustables, par J. CHARPENTIER. — Les appareils de levage et de manutention dans les usines sidérurgiques, par P. PARRATTE. — Les grues de port, par M. FLINOIS. — Pesage et manutention. — Description de quelques réalisations récentes. E. 60486. CDU 621.86.

Weiningen (Suisse) (Shedfaltwerk in Spannbeton der Siemens AG. in Weiningen ZH). SOUTTER (P.), SCHALCHER (W.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (1^{er} oct. 1959), n° 40, p. 655-660, 13 fig. — Étude de la couverture d'un bâtiment industriel de 100 m de longueur et de 30 à 36 m de largeur sans poteaux intermédiaires. Pour le bétonnage, on a utilisé quatre coffrages en V de longueur variant de 30 à 36 m. — E. 59667.
CDU 69.024.25 : 624.012.45 : 69.057.5.

Feb HABITATIONS INDIVIDUELLES ET COLLECTIVES. AGGLOMÉRATIONS

126-149. Numéro consacré aux cités et groupes d'habitations. III. — *Archit. fr.* (oct. 1959), nos 205-206, p. 1-99, nombr. fig. — Ensemble d'habitations à Versailles et à Maisons-Alfort, tour à Roubaix, unité résidentielle à l'Hay-les-Roses, groupes d'habitations à Reuil-Malmaison, habitation à La Ciotat, unité résidentielle en Seine-et-Oise, groupe

d'habitations à Aubervilliers, immeuble à Annemasse, groupe de logements à Bondy, cité d'habitations à Epinay-sur-Seine, cité de la Meinau à Strasbourg, unité de voisinage à Marly, quartier des Courtillères à Pantin, groupe « Les Buffets » à Fontenay-aux-Roses, groupe d'H.L.M. à Malakoff, ensemble d'habitations à Alençon, cité d'habitations à Argentan, trois ensembles de logements Batcoop, groupe d'habitations Le Chesnay, ensemble d'habitations à Vienne, logements pour fonctionnaires au Mans, résidence « Cronembourg » à Strasbourg, cité d'habitations à Feuchelrolles, lotissement à Sotteville-les-Rouen, groupe d'habitations H.L.M., au Bourget. — E. 60510. CDU 711.58.

Fed TRAVAUX MILITAIRES.
TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE.
ALIMENTATION EN EAUX.
HYGIÈNE PUBLIQUE.
GÉNIE RURAL.
EAUX SOUTERRAINES

Fed la Alimentation en eau.
Eaux souterraines.

127-149. La distribution d'eau dans les agglomérations. — CAUVIN (A.), DIEDER (G.); Édit.: Eyrolles, Fr. (1960), 2^e édit., 1 vol., 475 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2823 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 285-59. CDU 628.1 (03).

128-149. L'alimentation en eau et le traitement des eaux usées. Notions fondamentales. Techniques; considérations économiques (Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. Grundlagen. Technik und Wirtschaft). FAIR (G.-M.), GEYER (J.-C.); Édit.: R. Oldenbourg, All. (1959), 1 vol., p. 481-640, nombr. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2850 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 249-59. CDU 628.1/2/3 (03).

Fed m Hygiène publique.
Évacuation des eaux.

129-149. Plans de fosses septiques et de citernes. — GAZEL (R.); Soc. Edit. Docum. Artisans Bâtim., Fr. (1959), 14 p., 14 fig. — Voir analyse détaillée B. 2833 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 264-59. CDU 628-35 : 744 (03).

130-149. Recherches sur les déversements en mer le long des côtes européennes. — KOCH (P.); Tech. Sci. municip., Fr. (août-sept. 1959), n^{os} 8-9, p. 255-272. — Considérations générales sur le rejet à la mer des eaux résiduaires; étude physico-chimique des déversements en mer d'après les recherches effectuées notamment le long du littoral français; problèmes bactériologiques du rejet en mer des eaux résiduaires; résultats des travaux de la section européenne de l'O.M.S., au séminaire de Nice en sep. 1958. — E. 59725. CDU 628.39.

131-149. La construction d'une galerie à Howth (Irlande) (The construction of the Howth tunnel). FERGUSON O'SHEE (S.); Trans. Instn. civ. Engrs. Ireland, Irlande (1958), vol. 84, p. 49-110, discussion: p. 171-180, 13 fig., 15 fig. h.-t. — Description des travaux exécutés pour la réalisation d'un égout de 1610 m de longueur et de 1,8 m de diamètre, revêtu de béton, et constituant la partie terminale du collecteur de l'arrondissement Nord de Dublin. Cet égout déverse les eaux usées dans la mer à 60 m du rivage. — O. 181-59. CDU 628.24 : 624.19 : 693.5 : 628.39.

132-149. Fonctionnement d'un collecteur d'évacuation de boues activées de 11 km de long (Operation of a 7-mile digested sludge

outfall). HUME (N. B.), BARGMAN (R. D.), GUNNERNON (Ch. G.), IMEL (Ch. E.); Proc. A.S.C.E., (J. Sanit. Engng. Div.), U.S.A., (juil. 1959), vol. 85, n^o SA4, Part 4, Pap. n^o 2089, p. 71-87, 7 fig., 14 réf. bibl. — Considérations sur le collecteur de Los Angeles. Résultats d'une année d'exploitation. — E. 59079. CDU 628.21 : 628.54 : 539.1.

Feg BATIMENT EN GÉNÉRAL

133-149. Une construction métallique à Lima (Ein Stahlbau in Lima). SCHNEIDER (K.); Stahlbau, All. (août 1959), n^o 8, p. 227-231, 8 fig. — Description du nouveau bâtiment du Ministère de l'Éducation Nationale comprenant un corps central à ossature métallique de 86 m de hauteur au-dessus du sol et deux ailes en béton de 38 m de hauteur. — Le bâtiment central a été calculé pour des charges du vent de 100 kg/cm² et les prescriptions du Code de San Francisco ont été appliquées en ce qui concerne les charges dues aux séismes. Description des opérations de montage. E. 59130. CDU 624.94 : 727.95.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS
ET COMMERCIAUX,
DE PRODUCTION D'ÉNERGIE
ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

134-149. Travaux publics. Tome I. — MONDIN (Ch.); Édit.: Dunod, Fr. (1959), 68^e édit., 1 vol., x + 238 p., + lxiv p., 125 fig. — Voir analyse détaillée B. 2818 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 221-59. CDU : 624 : 626 : 627 (03).

135-149. Aide-Mémoire Dunod. Travaux publics. T. II. — MONDIN (Ch.); Édit.: Dunod, Fr. (1960), 68^e édit., 1 vol., 253 p. + lxiv p., 138 fig. — Voir analyse détaillée B. 2816 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 212-59. CDU 624 : 625 : 628 : 629 (03).

136-149. Les travaux des collectivités locales. I. Régime général. II. Les divers travaux. — SINGER (J.); Édit.: Sirey, Fr. (1959), 2 vol., Collect.: Administrat. départem. commun., T. I. — 319 p., nombr. réf. bibl.; T. II. — 370 p. — Voir analyse détaillée B. 2834 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 260-59, O. 261-59. CDU 624 : 711.2/3 : 351.712 (03).

137-149. Manuel des travaux publics (Handbook of heavy construction). STUBBS (F. W. Jr); Edit.: McGraw-Hill Publ., G.-B. (1959), 1^{re} édit., 1 vol., x + 1035 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2844 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 278-59. CDU 624/628 : 621.8/9 : 69.00 (03).

Fib n Production d'énergie.
Ouvrages hydrauliques. Barrages.
Régularisation des cours d'eau.
Revêtements de barrages.

138-149. Les barrages précontraints. I. II. (fin). — MATHIVAT (J.); Ingr.-Constr., Fr. (juil. 1959), n^o 29, p. 331-335, 5 fig.; (août-sept. 1959), n^o 30, p. 381-387, 6 fig. — E. 59001, 59597. CDU 627.8 : 624.012.46.

139-149. Ouvrages de retenue et centrales hydroélectriques. II. Les barrages en rivière. (Stauanlagen und Wasserkraftwerke, Teil II. Wehre). PRESS (H.); Édit.: Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1959), 2^e édit., 1 vol. xi + 395 p., 724 fig., 253 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2844 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 290-59. CDU 627.8 : 627.1 : 627.84/88 (03).

140-149. Exposé des caractéristiques du sol de fondation, de la construction et des

observations faites sur le comportement du barrage de Harlan County, dans le Nebraska. (Review of soils design construction and performance observations, Harlan County dam, Nebraska). U.S. Army Engr Waterw. Exper. Stn., Corps Engrs. Vicks., Miss., U. S. A. (avr. 1959), Tech. Rep. n^o 3-501, x + 48 p., 24 fig. — Étude détaillée de cet ouvrage construit sur la Republican River. Il comporte une digue en terre de 30 m de hauteur et de 3190 m de longueur ainsi qu'un barrage-poids en béton de 411 m de longueur avec déversoir de 219 m de longueur. — E. 58671. CDU 627.8 : 624.012.45 : 624.131.

141-149. Le barrage de Limberg. Dépouillement statistique des mesures au pendule. (Limbersperre. Statistische Auswertung der Pendelmessungen). TREMMEL (E.); Schriftenreihe des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes Wien, Autr. (1958), Die Talsperren Oesterreichs, n^o 7, 29 p., 19 fig., 7 réf. bibl. \$ 1.20. — (Édit.: Springer-Verlag, Mülkerbastei 5, Vienne 1, Autr.). — Description des mesures effectuées en vue de contrôler la tenue de ce barrage-voûte; notamment mesures au pendule en corrélation avec le niveau de la retenue d'eau et la température. Interprétation des observations. — E. 59991. CDU 627.8 : 69.001. 5.

142-149. Le barrage et la centrale hydroélectrique de Hungry Horse, U.S.A. Conception et caractéristiques de construction. (Hungry Horse dam and powerplant). U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U. S. A. (mai 1958), Tech. Rec. Design and Construct., xviii + 347 p., 128 fig., nombr. réf. bibl. — Étude détaillée de ce barrage-voûte en béton à usages multiples d'une hauteur totale de 172 m et d'une longueur en crête de 645 m. — Historique. Géologie du site. Études préliminaires. Exécution des fouilles. Production du béton. Organisation du chantier: installations d'essais et de contrôle. — Description de l'équipement de production d'énergie électrique. — E. 60552. CDU 627.8 : 624.074.3.

143-149. Le barrage en enrochements. II. (fin). (Die Steindamm-Talsperre). POSCH (E. von); Wasserwirtschaft, All. (août 1959), n^o 8, p. 197-203, 4 fig., 8 réf. bibl. — (I : analysée dans notre DT. 138 de juin 1959, article n^o 213). — E. 59086 bis. CDU 627.8 : 691.21.

144-149. Aménagements hydroélectriques de Garry et de Moriston (Ecosse). I. II. (fin). (The Garry and Moriston developments). Water Power, G.-B. (juin 1959), vol. 11, n^o 6, p. 204-211, 10 fig.; (juil. 1959), n^o 7, p. 246-255, 12 fig. — Description du barrage en enrochements de Quoich. — Revêtement en dalles de béton armé de 6 × 6 m. — Galerie d'aménée de 3914 m revêtue de béton; cheminée d'équilibre de 50 m de hauteur. — Barrage-poids en béton d'Invergarry; évacuateur de crues à vannes. — E. 58095, 59147. CDU 627.8 : 691.2 : 69.025.335 : 693.5.

145-149. Barrage de Wister, dans l'Oklahoma. Exposé sur l'étude du sol, la construction de l'ouvrage, et les observations relatives à son comportement (Review of soils design. Construction and performance observations, Wister dam, Oklahoma). U. S. Army Engineer Waterways Experim. Stn., Corps Engrs., Vicksburg, Miss., U. S. A. (juin 1959), Tech. Rep. n^o 3-508, xi + 38 p., 27 fig., 1 fig. h.-t. — Barrage en terre de 1737 m de longueur et de 29 m de hauteur, terminé en 1950. — Géologie du site; travaux de reconnaissance du sol de fondation; sondages; essais de laboratoire; analyse des matériaux; étude du tassement de la fondation, des infiltrations. — Mise en place des matériaux; contrôle du compactage. — E. 59912. CDU 627.8 : 691.4 : 624.13 : 69.001.5.

146-149. Difficultés rencontrées dans la construction du barrage de Noxon Rapids, U. S. A. par suite des conditions géologiques exceptionnelles du site (Noxon rapids dam meets extraordinary geologic conditions). STRENCE (K. O.); *Civ. Engng*, U. S. A. (juil. 1959), vol. 29, n° 7, p. 42-46, 12 fig. — Caractéristiques générales de l'aménagement hydroélectrique de Noxon Rapids sur la Clark Fork River. Il comprend une digue en terre de 548 m de longueur et de 68 m de hauteur, un déversoir en béton de 142 m de longueur et de 57 m de hauteur et une autre digue en terre de 914 m de longueur et de 40 m de hauteur. — Difficultés rencontrées pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage en raison de la nature du sol de fondation. — Etude des méthodes employées. — E. 58826.
CDU 627.8 : 691.4 : 699.82.

147-149. Caractéristiques du sol, construction et observations faites sur le comportement du barrage de Lookout Point, dans l'Oregon (Review of soils design construction and performance observations, Lookout Point dam, Oregon). U. S. Army Engr Waterw. Exper. Stn, Corps Engrs Vick., Miss., U. S. A. (mai 1959), Tech. Rep. n° 3-502, x + 44 p., 24 fig., 9 pl. h.-t. — Etude détaillée de ce barrage en terre et en enrochements d'une hauteur maximum de 63 m et de 643 m de longueur. — E. 58673. CDU 627.8 : 691.2/4 : 624.131.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

148-149. Numéro consacré aux travaux publics d'outre-mer. T. II. — Travaux, Fr. (sep. 1959), n° 299, p. 497-564, nombr. fig. — La route de Pointe-Noire à Sounda. Construction d'une route pour l'accès au barrage du Kouilou, par J.-Cl. PARRAUD, M. PORTIER. — Les travaux routiers du Tchad. La route de Fort-Lamy-Bongor, par R. PUISANT. — L'aéroport de Fort-Lamy, par M. JENNY. — La desserte maritime de Madagascar. Les principes, par A. AUBERT. Les réalisations, les projets. Complexe portuaire de la côte Est, par M. AUDIN. — Autres réalisations, par R. GABILLON, J. MILLET, F. RAGOT, F. VERBEKE, L. KERMAREC, J. LIGNON. — Les problèmes routiers de Madagascar, par F. MARTIN. — La desserte aérienne de Madagascar, par P. VASSEUR. — E. 59420.
CDU 625.7/85 : 627.2 : 629.139 (66) (67) (691).

149-149. Principes de calcul et de réalisation des revêtements de chaussées et de pistes d'aérodromes (Principles of pavement design). YODER (E. J.); Edit.: *John Wiley and Sons*, U. S. A. (1959), 1 vol., xvi + 569 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2836 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 263-59.

CDU 625.7/8 : 624.13 : 624.04 (03).

150-149. Tracé et étude des voies de communication. (Route surveys and design). HICKERSON (Th. F.); Edit.: *McGraw-Hill Publ.*, G.-B., (1959), 4^{ème} édit., 1 vol., xi + 568 p., 179 fig. — Voir analyse détaillée B. 2838 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 281-59. CDU 625.72 : 526.9 (03).

151-149. Evolution des critères utilisés pour l'étude des revêtements rigides des pistes d'aérodromes militaires. (Development of rigid pavement design criteria for military airfields). SALE (J. P.), HUTCHINSON (R. L.); *Proc. A. S. C. E. (J. Air Transp. Div.)*, U. S. A. (juil. 1959), vol. 85, n° AT3, Pap. n° 2118, p. 129-151, 38 réf. bibl. — Exposé des recherches américaines dans le domaine théorique et expérimental. Conditions à remplir par les revêtements en béton non armé pour supporter les charges des avions B-52. Etude du programme d'essais mis au point en vue de l'adoption

éventuelle de types de revêtements nouveaux, tels que revêtements à couches multiples et revêtements en béton précontraint pour avions B-52. — Revêtements en béton précontraint pour pistes d'aérodromes. (Prestressed concrete pavements). MOLKE (E. C.); Pap. n° 2119, p. 153-161, 7 fig. — Etude théorique de la poutre sur fondation élastique; comportement de la dalle en béton précontraint. Description des procédés de précontrainte actuellement employés aux U. S. A. sur les pistes d'envol. — E. 59081.

CDU 629.139.1 : 625.84 : 624.012.46.

152-149. Produits bitumineux pour travaux de réparations partielles et couches de scellement (revêtements routiers) (Bituminous patching mixtures and seal coats). *Nation. Acad. Sci.* — *Nation. Res. Council*. (publ. 668), U. S. A. (1959), *Highway Res. Board, Bull.* 215, 37 p., 47 fig., 10 réf. bibl. — Brochure comprenant deux études. — Emploi de mélanges de « cutback » pour les réparations partielles des revêtements routiers (Cutback asphalt patching mixtures), par J. R. BISSETT, p. 1-13, 21 fig., 3 réf. bibl. — Couches de scellement pour obturer les pores superficiels d'un revêtement (Seal coats : laboratory contributions toward better performance), par E. ZUBE, p. 14-37, 26 fig., 7 réf. bibl. — Recherches de laboratoire permettant d'améliorer la tenue des couches de scellement. — E. 58894.

CDU 625.76 : 625.85.

153-149. Travaux de recherches effectués en 1958 sur les revêtements en béton de ciment. (Concrete pavement design research 1958). — *Nation. Acad. Sci.* — *Nation. Res. Council* (Publ. 670), *Highw. Res. Board, Bull.* 217, 49 p., 55 fig. — Texte de deux communications, suivies de discussions, présentées au 37^e Congrès annuel du Highway Research Board, janvier 1958. — Rapport sur le comportement au cours d'une période de quinze années du revêtement en béton de ciment de sections de routes expérimentales dans l'Etat d'Oregon, par G. S. PAXSON. — Comportement sous les charges répétées des joints réalisés avec emploi de goujons, par L. W. TELLER et H. D. CASHELL. (Cette deuxième communication a déjà été analysée dans notre D. T. 133, de jan. 1959, n° 77.) — E. 59049. CDU 625.84 (7).

154-149. Le terrain d'essais d'infrastructure des chaussées à Niebra (Allemagne de l'Est). I. II. (Hr.) (Unterbauschutstrecke Niebra). KLENGEL (K. J.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (fév. 1959), n° 2; *Strassentech.*, p. 22-24 8 fig.; (mars 1959), n° 3, p. 31-32, 2 fig. — Compte rendu d'essais portant sur les questions suivantes : variabilité des effets du gel dans le sous-sol; résistance au gel des matériaux provenant des mines de fer; possibilité d'utilisation de différents graviers pour les couches de base et les couches antigel; vérification de la consolidation du sol à l'aide de sondes. — E. 58800, 58801.

CDU 620.193 : 625.731.7 : 620.1.

155-149. Recherches sur la prévention du dérapage 1959. (Skid prevention research 1959). — *Nation. Acad. Sci.*, *Nation. Res. Council*. (publ. n° 678), U. S. A. (1959), *Highw. Res. Board, Bull.* n° 219, 73 p., 60 fig., 99 réf. bibl. — Texte de communications présentées au Premier Congrès international sur la prévention du dérapage tenu à l'Université de Virginie en septembre 1958, et au Trente-huitième Congrès annuel du Highway Research Board des U. S. A. — Les accidents et l'élément humain dans le dérapage. Relation entre la dynamique des véhicules et le dérapage, influence des pneus et de la surface du revêtement routier sur les dérapages, glissance du revêtement. — E. 59454. CDU 620.191 : 625.8 : 69.001.5 (061.3).

156-149. Mesures comparatives de déflexion sur chaussées à fondation en laitier et sur chaussées à fondation en grave ou en blocage.

GRIMM (W.); *Laitiers Tarmacadam*, Fr. (août 1958), n° 11, p. 22-30, 6 fig. — E. 59100.

CDU 624.044 : 625.7/73.

Fid je Voirie urbaine.

157-149. Utilisation et efficacité de certaines grilles de caniveaux (The use and efficiency of some gutter inlet grates). GUILLOU (J. C.); *Univers. Illinois Engng Exper. Stn Bull.* n° 450, U. S. A. (juil. 1959), *Univers. Ill. Bull.* vol. 56, n° 78, 68 p., 70 fig., 11 réf. bibl. — Etude expérimentale et théorique de quatre types de grilles pour caniveaux, avec trois types de revêtements routiers. — Exemple d'application à un problème pratique. — E. 59026.
CDU 625.78 : 625.8.

Fid l Ouvrages pour la navigation.

158-149. Les ouvrages portuaires. Vol. 2. Les ports maritimes. (Dock and harbour engineering. — Vol. II. — The design of harbours). CORNICK (H. F.); Edit.: *Ch. Griffin*, G.-B. (1959), 1 vol., xvi + 344 p., nombr. fig., 4 pl. h.-t., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2843 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 251-59. CDU 627.2 (03).

159-149. Le dispositif de remplissage et de vidange de l'écluse de navigation de Port Allen reliant le Mississippi au Gulf Intracoastal Waterway en Louisiane (Filling and emptying system Port Allen navigation lock U. S. Army Engr Waterw. Exper. Stn; Corps Engrs Vick., Miss., U. S. A. (mai 1959), Tech. Rep. n° 2-500, vii + 30 p., 13 fig., 16 fig. h.-t., 54 pl. h.-t. — Compte rendu d'essais sur modèle à l'échelle 1 : 25. — E. 58672.
CDU 621.646 : 626.4 : 532.5.

160-149. Les installations portuaires de Finnart (Ecosse). Problèmes techniques de construction des ouvrages (Finnart Ocean terminal. Engineering aspects of construction). *Dock Harbour Author.*, G.-B. (sep. 1959), vol. 40, n° 467, p. 127-134, 9 fig. — Etude de la réalisation à Finnart sur le Loch Long d'un appontement conçu pour les gros pétroliers de 100 000 t en provenance du Golfe Persique. Description des installations de stockage comportant la construction de douze réservoirs métalliques soudés. Caractéristiques du musoir avec plateforme en béton armé coulé sur place; longueur : 100 m, largeur : 10,9 m. Fondations sur pieux tubulaires. — E. 59738.
CDU 627.33.

161-149. Le plan Delta hollandais (The dutch Delta plan). *Engineer*, G.-B. (2 oct. 1959), vol. 208, n° 5410, p. 337-352, 26 fig. — Exposé détaillé sur les principaux travaux d'un programme de trente-cinq années : Digue de Haringvliet. Digue à vanne de Veersche. Barrière de protection contre la houle. — E. 59727. CDU 627.5 (492).

162-149. Récupération sur la mer de l'emplacement choisi pour la construction de la centrale nucléaire de Hinkley Point (Grande-Bretagne). (Site snatched from the sea. Civil engineering at Hinkley Point nuclear power station). *Publ. Works-Muck Shifter*, G.-B. (sep. 1959), vol. 17, n° 9, p. 339-344, 14 fig. — Etude des travaux de génie civil, et notamment d'une jetée en béton d'une longueur de 1066 m. — E. 59505.

CDU 627.5 : 621.311.2 : 539.1.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif m Ponts.

163-149. Les ponts et leurs constructeurs. (Bridges and their builders). STEINMAN (D.-B.), WATSON (S. R.); Edit.: *Dept. EPS, Dover*

Publ., Inc., U.S.A. (1957), 2^{ème} édit., 1 vol., xvi + 401 p., 18 fig., 18 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2837 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 279-59.

CDU 624.21 : 93/99 (03).

164-149. Le pont franchissant le port d'Auckland (Nouvelle-Zélande) est l'ouvrage le plus important construit dans l'hémisphère sud au cours des vingt dernières années (Auckland harbour bridge largest built in Southern hemisphere for over twenty years). Roads Road Constr., G.-B. (sep. 1959), vol. 37, n° 441, p. 267-270, 4 fig. — Description d'un pont-route cantilever en treillis métallique d'une longueur totale de 1019 m sur sept travées de 176,7, 243, 177, 124, 114,2, 103,5, 70,7 m de portée. Piles fondées sur caissons. Etude du montage et de la mise en place des travées. — E. 59566.

CDU 624.3 : 624.014.2 : 624.21.05.

165-149. Nouveau pont franchissant le Tigre près d'Amara (Irak). WINCKEL (W.); Acier, Fr. (sep. 1959), n° 9, p. 394-396, 5 fig. — Pont-poutres métalliques à sept travées de 10, 20, 41, 82, 41, 20, 10 m de portée. — Les travées de rive de 10 et 20 m sont indépendantes; les trois travées centrales forment un système cantilever avec partie centrale articulée de 21 m de longueur. — E. 59335.

CDU 624.3.014.2.

166-149. Franchissement d'une ligne de chemin de fer à double voie par un ouvrage biaux ($\beta = 47^\circ 38'$) en construction mixte acier-béton. Emploi des méthodes de calcul de Guyon, Massonnet et Homberg-Weinmeister pour les grils de poutres (Ueberbrückung einer zweigleisigen Eisenbahnstrecke durch ein schiefwinkliges Stahlverbundtragwerk — $\beta = 47^\circ 38'$ — Anwendung der Berechnungsverfahren für Kreuzwerke nach Guyon, Massonnet und Homberg-Weinmeister). ABECC (A.), LIPOLD (P.); Bauplan.-Bautech., All. (avr. 1959), n° 4, p. 157-164, 18 fig., 9 réf. bibl. — Longérons et entretoises soudés entre eux; dalle de béton ancrée aux longerons. Calcul de la charpente métallique. — E. 58802.

CDU 624.7.016 : 624.21.03.

167-149. Les deux nouveaux ponts-routes de Fredrikstad (Norvège). SEEGER (K. H.); Acier, Fr. (sep. 1959), n° 9, p. 381-388, 15 fig., 3 réf. bibl. — Le pont de Fredrikstad est constitué par un arc en treillis à deux articulations de 196 m de portée, coupé par le tablier; tirant d'air : 40 m. — Le pont de Krakeroy est un double pont basculant de 48 m de port e (deux travées basculantes de 24 m). — Description des opérations de montage. — E. 59335.

CDU 624.6.014.2 : 624.8.

168-149. La passerelle Barbara sur le Danube, nouveau type de passerelle suspendue pour le franchissement du fleuve par une conduite de gaz naturel au voisinage de Schwechat près de Vienne (Die Barbarabrücke über die Donau, ein neuartiges Hängebrückensystem zur Ueberführung einer Erdgasleitung in der Nähe von Schwechat bei Wien). MASANZ (F.); Stahlbau, All. (août 1959), n° 8, p. 212-222, 33 fig., 9 réf. bibl. — Description de cette passerelle m tallique à travée centrale suspendue de 320 m de portée entre deux travées latérales de 93 m de portée. — Cette passerelle est caractérisée par la forme en Y des pylônes et la disposition des câbles. Diamètre de la conduite : 420 mm. — Calcul statique, stabilité aérodynamique, fondations des pylônes et des blocs d'ancrage, montage. — E. 59130.

CDU 624.5 : 621.643 : 624.014.

169-149. Tancarville, le plus grand pont suspendu de l'Europe continentale. — Arts-Métiers, Fr. (juil. 1959), n° 7, p. 25-48, 31 fig. — E. 59444.

CDU 624.5 : 624.15/16 : 624.072/78 : 624.27.012.46.

170-149. Système de pont suspendu à foyer isostatique pour très grandes portées. — LEINE-KUGEL LE COCQ (G.); Génie civ., Fr. (1^{er} sep. 1959), t. 136, n° 17, p. 346-349, 6 fig., 3 réf. bibl. — Etude d'un système breveté de pont suspendu. Exemple d'un pont de 500 m de portée constitué par dix travées de 50 m. — E. 59308.

CDU 624.5.01.

171-149. Pont de service en construction mixte béton-acier du barrage de San Giovanni

Lupatoto (Italie). — CASARA (F.), BERARDI (C.); Acier, Fr. (sep. 1959), n° 9, p. 397-402, 11 fig., 5 réf. bibl. — Passerelle de 108 m de longueur à trois travées indépendantes. — Exposé des raisons ayant motivé l'adoption de poutres mixtes. — E. 59335.

CDU 624.27.016.

172-149. L'évolution dans la conception des équipements électromécaniques des ponts mobiles. — RIES (J. de); Ann. Trav. publ. Belg., Belg. (1958-59), n° 6, p. 5-60, 57 fig. — E. 59535.

CDU 624.8 : 621.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations. Comportement des ouvrages. Déplacement.

173-149. Influence des erreurs de construction sur le coût de l'entretien des bâtiments. — (Virkningen af byggetekniske fejl og mangler pa vedligeholdelsesomkostningerne). ALLIN (E.); Stat. Byggeforskningsinst., Kommis. Tek. Forlag. Danm. (1959), SBI-Rapp. 34, 21. byggeteck. samtale, 46 p., 13 fig., nombr. réf. bibl. (résumé en anglais). — Compte rendu de discussions techniques entre architectes, ingénieurs et représentants de l'industrie du bâtiment. — Définition du terme « entretien ». — Règlements en vigueur au Danemark sur l'entretien des bâtiments; problèmes du logement; influence du climat. — E. 59388.

CDU 69.059.1/2 : 69.003.

Fod Modifications. Démolitions. Désordres. Renforcement.

174-149. Effondrement de la tour de lavage de Geleen (Pays-Bas). — (Instorting van de Prill-toren te Geleen). REIJ (W. C.); Bouw, Pays-Bas (19 sep. 1959), n° 38, p. 1070-1075, 10 fig. — Recherche des causes de l'accident survenu le 30 déc. 1955. Insuffisances du calcul des échafaudages et supports des coffrages. — E. 59526.

CDU 69.059.22 : 624.97 : 69.057.5/6.

II. TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES, EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique.

523. Régularisation de rivières aux ponts. (Regularizari de rfuri la poduri). IONESCU-SISESTI (D.); Hidrotehnica, Roum. (mai 1958), n° 5, p. 187-196, 14 fig., 7 réf. bibl. — Exposé des problèmes hydrotechniques intervenant dans l'établissement des projets de ponts; exemples de travaux de régularisation de cours d'eau au niveau des ponts exécutés en Roumanie. — E. 59132 : Docum. Origin. — E. 60530 : Trad. I. T., 16 p.

526. La bonne protection acoustique commence par l'urbanisme (Guter Schallschutz beginnt beim Städtebau). BOBRAN (H. W.); Bauwelt, All. (6 juil. 1959), n° 27, p. 799-802, 9 fig. — Propositions tendant à compléter la nouvelle norme allemande DIN 4109 « protection acoustique dans le bâtiment » en vue de tenir compte du bruit de la circulation, du bruit des usines, des bruits provenant des exploitations industrielles et autres. —

E. 58608 : Docum. origin. — E. 60659 : Trad. I. T., 11 p.

527. L'emploi du plâtre dans la construction de bâtiments préfabriqués à simple rez-de-chaussée (Zastosowanie gipsu do budowy prefabrykowanych domkow jednorodzinnych). MAZUR (S.); Przegl. Budowl., Pol. (fév. 1958), n° 2, p. 58, 3 fig. — Compte rendu d'essais d'éléments préfabriqués en plâtre effectués au Laboratoire des Constructions en Béton armé du Polytechnicum de Wroclaw (Pologne). — Technique de fabrication. Produits d'addition. Planchers nervurés en béton armé à hourdis en plâtre. — E. 52238 : Docum. origin.; E. 59920 : Trad. I. T., 3 p.

529. Schématisation de la loi de déformation du béton. — (Sulla schematizzazione della legge di deformazione del calcestruzzo). LEVI (F.); Coll. R. I. L. E. M., Fr. (nov. 1958), 7 p., 2 fig. — Exposé montrant que l'adoption

de la loi effort-déformations proposée par l'auteur pour rendre compte du phénomène de l'élasticité différée permet d'interpréter correctement le comportement des constructions en béton soumises à des régimes de contrainte discontinue. — E. 60531 : Trad. I. T., 6 p.

534. Enquêtes relatives à la protection acoustique dans la construction à usage d'habitation de 1954 à 1957. — (Erhebungen über den Schallschutz im Wohnungsbau). CREMER (L.), SCHNEIDER (P.); Bundesbaublatt, All. (sep. 1959), n° 9, p. 450-457, 8 fig. — Résultats d'enquêtes effectuées dans différentes régions d'Allemagne occidentale à la demande du Ministère Fédéral du Logement. — Les essais ont porté sur un ensemble de 20 000 unités d'habitations réparties en six-cent-vingt-quatre chantiers. — E. 59548 : Docum. origin. — E. 60855 : Trad. I. T., 18 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris XVI^e.

B-2816. Aide-Mémoire Dunod. Travaux publics. T. II. — MONDIN (Ch.) Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1960). 68^e éditn, 1 vol. (10 × 14, 5 cm), 253 p. + lxiv p., 138 fig., NF 6,80. — Routes, aérodromes, pistes. — Tracé, détails de superstructure, drainage, revêtement des chaussées, routes en macadam-mortier, en graviers stabilisés, routes à revêtements de liants plastiques, matériaux agglomérés et semi-agglomérés. Chaussées pavées. Autoroutes. Voirie urbaine, aérodromes. — Ports et travaux maritimes. Avant-ports, ouvrages intérieurs, écluses, murs de quai, appontements, cales sèches, docks flottants, travaux de dragage, signalisation maritime. — Souterrains, tunnels, galeries. Exécution des travaux; méthodes classiques et méthodes spéciales d'exécution. Soutènements. Tunnels sous-fluviaux. Protection des souterrains contre les eaux d'infiltration. — Ponts, viaducs, passerelles. — Dimension des ponts, débouché, ponts en maçonnerie, en béton armé, en béton précontraint, ponts métalliques, ponts suspendus, fondations. Viaducs, ponts en bois, passerelles; règlements concernant le calcul des surcharges des ponts métalliques. — Travaux municipaux. Voie publique (passages souterrains); alimentation en eau; distribution de l'eau; assainissement des villes; épuration des eaux usées. — Exécution et règlement des travaux. — O. 212-59.

B-2817. Aide-Mémoire Dunod. — Electricité. — FOURCAULT (L. D.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1957), 70^e éditn, 1 vol. (10 × 14, 5 cm), 358 p., lxiv p., 105 fig., NF 6,80. — Ouvrage à l'usage des électriciens, techniciens, chefs d'atelier, mécaniciens et contre-maitres. — Quantités physiques. Notations et symboles. Unités de mesure légales. Système centimètre-gramme-seconde. — Etude des phénomènes magnétiques et des phénomènes électrostatiques. — Le courant électrique. Phénomènes électromagnétiques. Phénomènes calorifiques et lumineux : système photométrique, éclairage. Production de l'énergie électrique : alternateurs, piles. Canalisation électriques. Transformation de l'énergie électrique. — Accumulateurs. Electrochimie. Moteurs à courant continu, moteurs à courant alternatif. Conditions auxquelles doit satisfaire une machine électrique. Distribution de l'énergie électrique. Electronique. Radio. Législation. — O. 335-59.

B-2818. Travaux publics. Tome I. — MONDIN (Ch.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 68^e éditn, 1 vol. (10 × 15 cm), x + 238 p. + lxiv p., 125 fig., NF 6,80. — Organisation des chantiers de travaux publics. Terrassements : cubature, mouvement des terres, déblais, abattage, charge portante des sols, remblais, talus, engins de terrassement. — Fondations : reconnaissance du sol de fondations, sondages, prospection électrique du sous-sol, exécution des fondations normales et des fondations spéciales (semelles filantes, radier général, puits). Fondations sur pieux. Rabattement de nappe. Cimentation; silicatation; congélation. Fondations par havage; fondations à l'air comprimé. — Voies navigables, rivières et canaux : généralités et défini-

tions; écoulement des eaux en régime uniforme et en régime graduellement varié; jaugeage des cours d'eau et des sources; barrages régulateurs; écluses; bassins d'épargne; ascenseurs; ports fluviaux. — Barrages réservoirs : barrages-poids, barrages-voûtes, barrages poids-voûte, à contre-forts, en enrochements, en terre. Déversoirs. — O. 211-59.

B-2819. Pour le peintre-vitrier. — BATAILLE (E.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1960), 1 vol. (11 × 17,5 cm), viii + 183 p., 61 fig., NF 4,80. — Le présent ouvrage constitue un mémento qui s'adresse spécialement au praticien : à côté d'une quantité de notions et de données impossibles à retenir de sa mémoire. Il d'crit un nombre important de « tours de main » souvent du plus grand intérêt pratique. — Notions sur les matières premières : couleurs, siccatis, décapants. — Préparation des subjectiles. Peintures à l'huile. Badigeon. Description du matériel : échafaudages, brosses et pinceaux, bidons et camions, pulvérisateurs. — Vernis. Enduits celluloseux. Enduits divers. Vitrerie. — O. 297-59.

B-2820. Hydrodynamique. — BIRKHOFF (G.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1955), 1 vol. (13,5 × 22 cm), xii + 228 p., 12 fig., 78 réf. bibl., NF 18,50. — Traduction française de l'édition originale parue sous le titre « Hydrodynamics » et éditée par la Princeton University Press, U. S. A. — Les rapports de la théorie et de l'expérience sont exposés au chapitre premier, et l'auteur y montre les nombreux paradoxes où un raisonnement admissible a conduit à des résultats inexacts. Au chapitre II, il procède à une étude détaillée de ces rapports dans le cas de déplacements fluides présentant des surfaces de discontinuité. — Le chapitre III est consacré à l'étude par les modèles réduits. La théorie et la pratique y sont comparées, les origines de la représentation par des modèles y sont décrites. — Le reste de l'ouvrage se rapporte aux applications des idées développées par la théorie des groupes et notamment à l'étude du cas d'un solide qui se déplace dans un fluide parfait. — O. 327-59.

B-2821. Poutres continues. Dalles à armature croisée. — HAHN (J.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1960), 1 vol. (15,5 × 25 cm), xviii + 240 p., nombr. fig., F 4 600. — Le présent ouvrage est la traduction française par R. Cron et J. Karwat, de l'ouvrage de HAHN, publié en langue allemande sous le titre « Durchlaufträger-Rahmen und Platten », dont la deuxième édition en allemand a été analysée dans notre Documentation technique 108 d'octobre 1957, n° B. 2225, page 985, et la troisième édition en allemand dans notre Documentation technique 130 d'oct. 1958, n° B-2452, page 1122. — O. 296-59.

B-2822. Mathématiques générales. Algèbre-analyse. — PISOT (Ch.), ZAMANSKY (M.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 24,5 cm), xxiv + 648 p., NF 45. — L'ouvrage qui s'adresse aux étudiants de mathématiques générales des Facultés des Sciences, ainsi qu'aux candidats aux concours des grandes écoles, contient de nombreuses notions utiles aux ingénieurs d'études. — Les

notions indispensables de logique, de symbolique, de théorie des ensembles, les premières notions de lois de composition, d'algèbre, y sont tout d'abord présentées; les auteurs étudient ensuite les espaces vectoriels, les applications et formes linéaires, les matrices, les formes bi- et multilinéaires, les équations linéaires. — Suit un exposé sur les espaces euclidiens, les formes quadratiques et la réduction des matrices. — Traitant de l'analyse, les auteurs étudient la droite numérique et les fonctions réelles d'une variable réelle. Ils insistent sur les notions de convergence uniforme et sur celle d'espace vectoriel normé. Ils traitent d'une façon renouvelée les problèmes d'intégration. Ils exposent des notions simples sur les fonctions vectorielles, les fonctions numériques de plusieurs variables, l'intégrale curviligne plane et l'intégrale double. — Dans la dernière partie intitulée « Instruments et méthodes mathématique » sont présentés les développements asymptotiques, l'intégration sur un intervalle non compact, les séries, les méthodes usuelles d'intégration et les notions sur les équations différentielles d'emploi courant. — O. 332-59.

B-2823. La distribution d'eau dans les agglomérations. — CAUVIN (A.); DIDIER (G.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1960), 2^{ème} éditn, 1 vol. (16 × 25 cm), 475 p., nombr. fig., NF 70,58. — L'ouvrage s'adresse aux ingénieurs et techniciens hydrauliciens, et plus particulièrement à ceux des collectivités et des entreprises ayant à concevoir ou à exécuter des travaux de distribution d'eau. — Il étudie l'ensemble des techniques concernant les problèmes d'alimentation en eau des villes de moyenne importance et des communes rurales, et expose les méthodes de calcul modernes. Il décrit, entre autres, la méthode de Hardy Cross pour le calcul des réseaux maillés. — Les exposés sont accompagnés d'exemples numériques. — Notions d'hydrologie, qualité des eaux. Epuration : filtration, stérilisation, analyses. Prises d'eau. Canalisation en fonte, acier, béton armé, béton précontraint, plomb, matières plastiques. — Elévation des eaux : pompes, turbo-pompes, stations de pompage, stations de surpression. Réservoirs en maçonnerie, en béton armé. Distribution des eaux. Calcul des réseaux. — O. 285-59.

B-2824. Cours supérieur de chauffage, ventilation et conditionnement de l'air. — T. I. — Principe et description des installations. — T. II. — Etude théorique générale. — T. III. — Calcul des projets et des installations. — MISSENAUD (A.), GIBLIN (R.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd Saint-Germain, Paris, Fr. (1957), 3 vol. (16 × 25 cm), T. I. 5^e éditn, 386 p., 221 fig., 2 pl. h.-t., NF 33,00. — T. II. 340 p., 140 fig., NF 19,50. — T. III. 180 p., 21 fig., 1 dépl., NF 9,80. — Tableaux : (25 × 32 cm), 34 tabl., NF 14,00. — Le tome I est destiné à familiariser le lecteur avec le matériel et les principes généraux du chauffage et du conditionnement. — Dans son ensemble, ce livre correspond aux connaissances que doivent posséder les architectes chargés d'élaborer les cahiers des charges et de coordonner les travaux des entreprises :

échanges calorifiques du corps humain avec l'ambiance; généralités sur la ventilation, le conditionnement de l'air, la transmission de la chaleur, le calcul des déperditions, les combustibles, les chaudières, les surfaces de chauffe; le chauffage à eau chaude; le chauffage par rayonnement; le chauffage à vapeur; le chauffage dit « par eau surchauffée ». — Le tome II est consacré à l'étude théorique de la transmission de la chaleur, de l'évaporation, de l'écoulement des fluides et de la combustion. Cette étude a été poussée plus loin que dans la plupart des traités classiques. Ce livre s'adresse donc particulièrement aux techniciens et ingénieurs qui désirent acquérir une connaissance approfondie de cette partie de la physique industrielle. — Le tome III traite du calcul des projets et des installations : détermination des quantités de chaleur nécessaires; établissement des projets de chauffage à eau chaude par thermo-siphon, à air chaud en circulation naturelle, à eau chaude par pompe, à air chaud pulsé, par la vapeur à basse pression, par la vapeur à haute pression; calcul des installations de ventilation et de conditionnement. — Recueil de tableaux et diagrammes. — O. 252-59.

B-2825. *Etudes de pyrométrie pratique. Thermométrie par thermistances, par couples thermo-électriques. Mesures optiques. Flammes industrielles.* Edit. : Eyrolles, 61, Bd Saint-Germain; Editns Gauthier-Villars, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16,5 × 24,5 cm), Collect. de l'A. N. R. T. (Assoc. nation. Rech. tech.), 231 p., 89 fig., 12 réf. bibl., NF 35,54. — Cet ouvrage d'orientation pratique sur les différents problèmes des mesures de température résulte de la collaboration de différents spécialistes qui traitent chacun d'un domaine bien délimité, faisant l'objet d'une mise au point originale. — Choix d'une méthode de mesure de température, par G. URBAIN. — Thermométrie par thermistances, par R. ALÈGRE. — Mesures précises des températures par couples thermo-électriques. Applications au couple Le Chatelier, par M. ANCEY. — Incidents possibles dans l'emploi des thermocouples à base de platine et de platine rhodié, par R. LACROIX. — Généralités sur la mesure des températures dans les flammes, par M. RIVIÈRE. — Thermométrie à l'aide d'éléments photo-sensibles, par G. MONNOT. — La mesure optique des températures des flammes, par A. MOUTET. — Les pyromètres à aspiration, par R. KISSEL, M. RIVIÈRE et G. URBAIN. — O. 293-59.

B-2826. *Le boulonnage des roches en sous-terrain.* — HUGON (A.), COSTES (A.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 25 cm), 180 p., 80 fig., NF 31,47. — Le boulonnage des roches consiste à consolider le terrain autour d'une excavation en solidarissant entre elles les couches superficielles et les couches profondes à l'aide de tiges métalliques ou « boulons ». — Dans le présent ouvrage les auteurs ont établi un certain nombre de règles théoriques qui leur ont permis de calculer rationnellement les effets de ce mode de soutènement et de déterminer le type de boulons le mieux approprié à la nature des travaux projetés. — Notions sur les pressions de terrains. Principes de boulonnage; mode d'action des boulons. Calcul du boulonnage : calcul ordinaire; bancs superposés horizontaux et obliques; pression de serrage; définitions de systèmes mécaniques fictifs; applications numériques. Descriptions des divers types de boulons. Etude du fonctionnement mécanique des boulons; détermination de la capacité d'ancrage. Essais et mesures. Caractéristiques du boulon idéal. Importante bibliographie. — O. 300-59.

B-2827. *Les fontes.* — BENSIMON (R.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (21 × 27 cm), 47 p., 36 fig.,

NF 8,23. — Après avoir rappelé les propriétés générales des systèmes binaires fer-carbone, l'auteur fait ressortir l'influence sur les propriétés mécaniques des fontes d'autres éléments de composition tels que le silicium, le manganèse, le soufre, le phosphore, le magnésium, le calcium. Il définit d'après leur structure les différentes sortes de fontes, des fontes grises à haute résistance aux fontes spéciales, telles que les fontes à graphite sphéroïdal. — Définition, structure et classification des fontes. Structure de solidification des fontes. Fontes grises et fontes blanches. Elaboration et propriétés mécaniques des fontes grises. Etude des fontes spéciales. — O. 269-59.

B-2828. *Type de calcul du prix de revient du gros œuvre des immeubles d'habitation.* — BAYON (R.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr., 3^e éditn (1959), 1 vol. (16 × 23 cm), 170 p., 10 réf. bibl., NF 19,00. — L'ouvrage donne une application de la manière la plus courante d'étudier le prix de revient, en employant la méthode des coefficients de charge. — Documents de base : devis descriptifs, cahier des charges particulières, cahier des prescriptions techniques générales, soumission, jeu de plan. — Base des prix élémentaires : avant-marché; prix de base; calcul des coefficients de charge; sous-détail des frais généraux de chantier; décompte du prix des matériaux déchargés et rendus à pied d'œuvre. Calcul des prix élémentaires. — Résultat et contrôle : prix de revient de l'immeuble; pourcentages; calcul du prix de revient au m² pondéré; planning théorique des travaux; planning de la main-d'œuvre; bordereau des prix; cahier de contrôle. — O. 325-59.

B-2829. *Les écritures bâton dans le cadre de la normalisation. Mécanique, travaux publics, bâtiment, architecture, urbanisme.* — KIERNERT (G.), PELLETIER (J.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (15,5 × 23,5 cm), 72 p., 52 fig., NF 6,80. — Etude des deux normes françaises NF E 04-105 et NF P 02-004. — Domaine d'application. Prescriptions communes aux deux normes. Caractéristiques générales des écritures bâton normalisées proprement dites. Ecriture normale et écritures dérivées. Etude de détail. Ecritures complémentaires. Composition de l'écriture; espacement des caractères et des mots. Cinq exemples de mise en œuvre. — O. 321-59.

B-2830. *Ce fléau méconnu : le termite.* — MATHIEU (H.); Edit. : L. B. Baillière et Fils, 19, rue Hautefeuille, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (13 × 19,5 cm), 93 p., 43 fig., NF 7,50. — La brochure étudie tout d'abord les mœurs de ces insectes : alimentation des termites, classification des espèces, fonction des castes. — Le chapitre II traite des moyens de détection des termites. — Le chapitre III est consacré aux divers moyens de lutte contre les termites. — Protection préventive; traitement des bois; méthodes d'application des produits : badigeonnage, pulvérisation, immersion, procédé par « osmose », méthode dite du « forage », imprégnation des bois en autoclave. Traitement curatif du sol, des murs, des boiseries, des poutres, du plancher, des meubles. — O. 213-59.

B-2831. *Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur.* — GOGUEL (J.); Edit. : Masson et Cie, 120, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 24 cm), vi + 357 p., 117 fig., NF 43,75. — L'ouvrage s'adresse à des géologues qui connaissent déjà les méthodes et les résultats essentiels de la géologie; il se propose de traiter de l'application de ces méthodes, et d'aider le géologue à conduire ses études afin qu'elles répondent à ce qui attend l'ingénieur auquel incombera la réalisation des ouvrages. — Après un aperçu général sur la première phase de l'enquête géologique, l'auteur expose les notions fondamentales de

géophysique et décrit les différentes méthodes de prospection. Il aborde ensuite la technique des sondages et l'exploration par tranchées, puits et galeries. Les chapitres suivants sont consacrés aux propriétés hydrologiques des roches, aux lois de la circulation de l'eau, à l'hydrogéologie, aux méthodes d'étude et d'action en hydrogéologie, aux nappes souterraines. Un chapitre est réservé aux phénomènes thermiques : rayonnement solaire, propagation de la chaleur dans le sol, rôle de l'eau, température dans les tunnels. — Les autres chapitres traitent de l'altération des roches, des propriétés mécaniques des roches considérées comme matériaux de construction, des propriétés mécaniques des roches compressibles et des roches incompressibles, des contraintes et déformations dans les roches incompressibles et du comportement de ces roches dans les travaux souterrains, des phénomènes géologiques en action : volcans, séismes et glissements, érosion et alluvionnement, action des glaciers, de la neige, de la mer et du vent. — O. 272-59.

B-2832. *Guide international des sources européennes d'information technique* — Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, France, Grèce, Italie, Norvège, Pays-Bas, Royaume Uni, Suède. — Publié par l'Agence européenne de Productivité de l'Organisation européenne de Coopération économique, 2, rue André-Pascal, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (15,5 × 24 cm), 447 p., NF 8. — Le guide est destiné à faciliter les échanges d'information entre les spécialistes de la recherche dans les Centres de Productivité, les Services d'information technique et de documentation, les Instituts de recherche, et les organisations industrielles, commerciales et professionnelles. — Il est divisé en deux parties : la première est consacrée aux sources générales d'information : centres de documentation, organisations de tutelle, associations professionnelles, centres de productivité, universités, organismes de normalisation, instituts de rationalisation. — La deuxième partie fournit les indications utiles sur les sources spécialisées d'information : physique, chimie, géologie, mécanique, arts de l'ingénieur, essais des matériaux, électrotechnique, hydraulique, travaux publics, métallurgie, bois, matières plastiques, bâtiment. — O. 298-59.

B-2833. *Plans de fosses septiques et de citernes.* — GAZEL (R.); Société d'Éditions de Documents pour Artisans du Bâtiment, 18, Chaussée d'Antin, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (27 × 21 cm), 14 p., 14 fig., F 900. — Etude de la fabrication des fosses septiques : dispositif de répartition; solution « maçonnerie », solution « préfabriquée »; plateaux de séparation des couches filtrantes. — Plans de citernes de 2 000, 3 000, 4 000, 5 000 et 6 000 litres. — O. 264-59.

B-2834. *Les travaux des collectivités locales. I. Régime général. II. Les divers travaux.* — SINGER (J.); Edit. : Sirey, 22, rue Soufflot, Paris, Fr. (1959), 2 vol. (14 × 21,5 cm), Collection : Administrat. départem. commun., T. I. 319 p., nombr. réf. bibl. F 2 200; T. II. 370 p., F 2 400. — L'ouvrage comprend deux tomes. — Le tome I, intitulé « Régime général », définit la notion traditionnelle de travaux publics et les extensions récentes de cette notion, puis étudie l'établissement des projets de travaux publics : collaboration des hommes de l'art, législation du permis de construire, travaux obligatoires et travaux interdits. — Sont ensuite examinées les ressources destinées au financement : subventions de l'Etat ou du Département, emprunts, offres de concours, ressources diverses. — Les chapitres suivants traitent des modes d'exécution des travaux publics (régie ou concession), de l'occupation temporaire, des dommages causés par les travaux publics. — Le tome II est consacré à l'étude des divers travaux :

réseaux de distribution d'eau potable, de gaz, d'électricité; communications et transports; équipement sanitaire, travaux d'assainissement; équipement culturel: écoles, théâtres, musées; travaux concernant la production agricole: hydraulique agricole, aménagements fonciers, travaux forestiers; autres travaux: défense contre les eaux, lutte contre l'incendie, équipement sportif, construction de logements. — O. 260-59, O. 261-59.

B-2835. Utilisation de l'espace dans les logements. — BLACKSHAW (M. B.), BLOKHINE (P.), LEBEGGE (M.); Nations Unies — Conseil économique et social (Commission économique pour l'Europe), Suisse (août 1959), E/ECE/350 — E/ECE/HOU/82, 221 p., nombr. fig., 1 § 50, Fs 6.50. — Texte du rapport présenté par le Secrétariat de la Commission économique des Nations Unies pour l'Europe et établi sur la base des réponses faites à un questionnaire. — Les normes du logement dans les pays d'Europe. — Etude des plans de logements pour couples âgés, de logements urbains pour quatre et pour cinq personnes, de logements pour sept personnes, de logements ruraux pour cinq personnes. — O. 331-59.

B-2836. Principes de calcul et de réalisation des revêtements de chaussées et de pistes d'aérodromes (Principles of pavement design) YODER (E. J.); Edit.: John Wiley and Sons, Inc., 440 Fourth Avenue, New York 16, N. Y., U. S. A. (1959), 1 vol. (15,5 × 23,5 cm), xvi + 569 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., § 13.25. — L'ouvrage reproduit la matière du cours professé par l'auteur à l'Université de Purdue (U. S. A.). — A la fois théorique et pratique, il s'adresse à des lecteurs ayant déjà une connaissance générale de la mécanique des sols et de la mise en place des bétons. — La première partie expose les principes fondamentaux: définition des types fonctionnels de revêtements; charges dues au trafic; détermination des contraintes dans les revêtements souples et dans les revêtements rigides; comportement du revêtement sous une charge mobile; influence climatique; pompage du sol par les revêtements rigides. — La deuxième partie examine les éléments d'étude des revêtements: classification des sols; méthodes d'essai des sols; étude du terrain de fondation; stabilisation des sols; couches de base et couches de fondation; étude des accotements; couches de surface bitumineuses. — La troisième partie traite en détail des revêtements souples et la quatrième partie des revêtements rigides. — La cinquième partie est consacrée à l'évaluation de la résistance des revêtements, de leur durée et des moyens de renforcement des revêtements existants. — Chaque chapitre comporte des exemples et des exercices pratiques. — O. 263-59.

B-2837. Les ponts et leurs constructeurs (Bridges and their builders). STEINMAN (D. B.), WATSON (S. R.); Edit.: Dept. EPS, Dover Publications, Inc., 180 Varick St., New-York 14, N. Y., U. S. A. (1957), 2^e édition, 1 vol. (13,5 × 20,5 cm), xvi + 401 p., 18 fig., 18 pl. h.-t., § 1.95. — Le présent ouvrage est consacré à une étude historique de l'évolution de la technique des constructions des ponts. — Il comprend quatre parties. — La première partie traite de la période comprise entre le début de la période historique et le XVIII^e siècle; elle étudie notamment les ponts de l'époque romaine, les constructions de la confrérie des Frères pontifes au Moyen Age, et les ouvrages de la Renaissance. — La deuxième partie expose les progrès réalisés au XVIII^e siècle dans le domaine des ponts en arc en maçonnerie, et décrit les ponts en bois et les ponts couverts, ainsi que les ponts en fer construits au début du XIX^e siècle. — La troisième partie étudie l'œuvre des grands pionniers: James B. Eads et le pont de Saint-Louis, la famille Roebling

et le pont de Brooklyn, le pont du Firth of Forth. La quatrième partie est consacrée aux réalisations du XX^e siècle: ponts en maçonnerie; arcs métalliques; travées cantilever de grande portée; ponts suspendus; ponts à poutres de grande portée. — L'ouvrage se termine par des considérations sur la construction des ponts à l'époque actuelle. — O. 279-59.

B-2838. Tracé et étude des voies de communication (Route surveys and design). HICKERSON (Th. F.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres EC4, G.-B. (1959), 4^e édition, 1 vol. (13 × 18,5 cm), xi + 568 p., 179 fig., 66 s. — Traité pratique de topographie appliquée au tracé des voies de communication. — Etude des systèmes de transport (chemins de fer, routes, transport aérien, conduites pour fluides, voies navigables). Etablissement des levés de voies de communication par les méthodes terrestres et aériennes. Les courbes circulaires. Les courbes composées. Les courbes paraboliques. Les raccordements. Sécurité et étude des routes. Terrassements. Equipement électronique et applications. Correction des courbes de chemin de fer; appareils de voie et croisement. Nombreux tableaux. — O. 281-59.

B-2839. Théorie des plaques et des voiles (Theory of plates and shells). TIMOSHENKO (S. P.), WOINOWSKY-KRIEGER (S.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres EC4, G.-B. (1959), 2^e édition, Engineering Soc. Monographs, 1 vol. (15,5 × 23,5 cm), xiv + 580 p., 366 fig., nombr. réf. bibl., — £ 5. 16s. 6d. — De même que la première édition parue en 1940, le présent ouvrage étudie les déformations des corps dans lesquels une dimension (l'épaisseur d'une plaque ou d'une voile) est faible par rapport aux autres. — La présente édition a été remaniée et augmentée pour tenir compte des progrès réalisés dans le domaine théorique et dans les applications pratiques. — Un chapitre nouveau étudie la déformation des plaques soumises à des contraintes de cisaillement; un autre chapitre a été ajouté sur la flexion des plaques anisotropes. Le chapitre traitant de la flexion non linéaire des plaques a été considérablement augmenté. Les trois chapitres consacrés à la théorie des voiles comportent maintenant l'étude de la fonction des contraintes de Pucher et le calcul des couvertures en voiles minces cylindriques. — Le chapitre 7 de l'ancienne édition a été divisé en trois chapitres traitant en détail des plaques rectangulaires continues, des plaques sur fondation élastique, des plaques de formes variées. — Le problème de la concentration des contraintes à la périphérie d'orifices est examiné. — L'emploi des surfaces d'influence est illustré par de nombreux exemples. — O. 280-59.

B-2840. Les devis de construction métallique (Estimating structural steel). SAUNDERS (G. A.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres, EC4, G.-B. (1959), 1 vol. (15,5 × 22,5 cm), xiv + 274 p., nombr. fig., 74 s. — Manuel pratique d'établissement des devis de construction métallique (acier, aluminium et matériaux divers) à l'usage des entrepreneurs, techniciens de la construction et étudiants. Après avoir rappelé les procédés de fabrication à l'atelier, l'auteur expose les méthodes d'estimation des poids et des prix de revient des différents éléments (poutres, poteaux, fermes), et des constructions les plus diverses. Un chapitre spécial est consacré à l'aluminium et aux alliages légers. — O. 249-59.

B-2841. Manuel des travaux publics (Handbook of heavy construction). STUBBS (F. W. jr); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres, EC4, G.-B. (1959), 1^{re} édition, 1 vol.

(16 × 23 cm), x + 1035 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., £ 7. 3s. 6d. — Ce manuel à la rédaction duquel ont collaboré trente-six spécialistes réputés aux États-Unis constitue un ouvrage de référence dans lequel les techniciens des travaux publics trouveront de très nombreux renseignements pratiques. — La première Section intitulée « Exécution des fouilles et transport des terres et des roches » décrit les travaux de terrassement, les forages dans le rocher, les techniques de percement des tunnels, ainsi que le matériel indispensable pour ces opérations. — La deuxième Section est consacrée à la mise en œuvre du béton et à sa conservation, à la projection du béton, au béton injecté sous pression, à la préfabrication, et au béton précontraint. — La troisième Section traite des ouvrages métalliques: organisation et équipement des chantiers; montage des éléments et construction des ponts de divers types; soudage et oxy-coupage. — La section 4 est consacrée à la construction en bois et à la réalisation des appontements et des ponts en bois. — La Section 5 étudie la construction des routes, notamment l'exécution des revêtements bitumineux, et la Section 6 la pose des conduites pour le transport du gaz naturel. — Le problème des fondations, du fonçage des pieux, des batardeaux et des caissons fait l'objet de la Section 7. — La Section 8 traite des blondins, grues flottantes, dragues, compresseurs d'air, équipements de distribution d'eau, engins et pneus pour engins de chantier, ainsi que des travaux de dérivation de rivières. — La Section 9 examine l'organisation générale des entreprises de travaux publics, les marchés, les problèmes de sécurité du personnel. — Chaque chapitre comporte de nombreux tableaux, dessins et photographies. — O. 278-59.

B-2842. Méthodes de détermination des substances toxiques dans l'air (Methods for the determination of toxic substances in air). GAGE (J. C.), STRAFFORD (N.), TRUHAUT (R.); Edit.: Butterworths scientific Publications (The scientific Review Dept.), 4/5 Bell Yard, Londres, W. C.-2, G.-B. (1959), International Union of Pure and Applied Chemistry (Applied Chemistry Section Toxicology and industrial Hygiene Division), 1 vol. (16 × 25,5 cm), 73 p., 5 fig., 1 pl. h.-t., nombr. réf. bibl., 31 s. — Principes généraux de l'analyse de l'atmosphère; méthodes de prélèvement d'échantillons d'air; extraction des gaz et vapeurs de l'échantillon d'air; analyse quantitative des substances toxiques dans l'échantillon d'air. — Étude des méthodes utilisées pour le dosage des différentes substances toxiques. — O. 289-59.

B-2843. Les ouvrages portuaires. Vol. 2 — Les ports maritimes (Dock and harbour engineering. Vol. II. The design of harbours). CORNICK (H. F.); Edit.: Charles Griffin and Co., Ltd., Publ. Scientific and Technical Books, 42 Drury Lane, Londres, WC2, G.-B. (1959), 1 vol. (22 × 28 cm), xvi + 344 p., nombr. fig., 4 pl. h.-t., nombr. réf. bibl., £ 6. 8s. 6d. — Aperçu historique; classification des divers types de ports. Principes généraux de conception: influence des marées; dimensions et profondeur des ports; choix de l'emplacement. Facteurs influant sur l'étude des ports: érosion des côtes; cheminement littoral; action de la houle; influence de la construction de jetées. — Exemples de ports: Monrovia, Dakar, Alger, Tema (Ghana), Colombo, Sunderland, Port Kembla, Douvres, Haifa, Gênes, Catane, Arromanches. — Étude des marées et de la houle; recherches expérimentales. — Topographie marine et sous-marine. Description des divers types de jetées; musoirs; môles; appontements; débarcadères. Cheneaux d'accès; aménagement et régulation des rivières. — Signalisations portuaires; postes d'amarrage. — O. 251-59.

B-2844. Ouvrages de retenue et centrales hydroélectriques. II. Les barrages en rivière. — (Stauanlagen und Wasserkraftwerke. Teil II. Wehre). PRESS (H.); Éd. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 2^e édit., 1 vol. (17,5 × 24,5 cm), xi + 395 p., 724 fig., 253 réf. bibl., DM. 56. — Considérations générales : définition, objet et mode de fonctionnement des barrages en rivière; classification de ces ouvrages; écoulement de l'eau au-dessus et au travers des barrages; formules de calcul; étude du ressaut. Conditions à remplir par le corps de barrage proprement dit; procédés de dissipation de l'énergie. Hauteur de chute du barrage. Conditions à remplir par le sol de fondation. — Étude des barrages fixes en bois, en acier, en maçonnerie ou en béton, et des barrages équipés de vannes. — Directives concernant la conformation des vannes. Classification des types de vannes; protection des vannes métalliques contre la rouille. — Description des vannes levantes prenant appui sur des piles, et des vannes du type pivotant. — Indications sur les prises d'eau, écluses, échelles à poissons. Lutte contre la glace en hiver. Surveillance des barrages. — O.290-59.

B-2845. Théorie des éléments de construction mixte. (Béton précontraint. Poutres mixtes acier-béton). Vol. I. Théorie. Vol. II. Exemples numériques. — (Theorie der Verbundkonstruktionen, Spannbeton. Stahlträger in Verbund mit Beton. — Band 1: Theorie. — Band 2: Zahlenbeispiele). SATTLER (K.); Éd. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, 165 Hohenzollerndamm, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 2 vol. (17,5 × 24,5 cm), I. xvi + 280 p., 160 fig. — II. viii + 241 p., 175 fig., les deux DM. 90. — La nouvelle édition constitue une refonte de l'ouvrage, en raison des très nombreuses additions apportées à la première édition d'octobre 1952. L'ouvrage s'adresse aussi bien à l'ingénieur du béton qu'à celui de la construction métallique. Il traite de toutes les constructions comportant une combinaison sous une forme quelconque de béton et d'éléments métalliques, et décrit les méthodes de calcul des éléments en béton armé ou en béton précontraint, ainsi que des poutres mixtes acier-béton. — Chaque exposé théorique est explicité à l'aide d'exemples numériques, un volume étant réservé à la théorie, et un autre aux exemples numériques. Calcul des déformations du béton. Calcul du fluage et du retrait. Distribution des efforts, contraintes et déformations dans les systèmes isostatiques et hyperstatiques. Étude des systèmes isostatiques en éléments mixtes, en béton, en béton armé, en béton précontraint soumis à des charges extérieures variant en fonction du temps suivant différentes lois, compte-tenu du fluage. La ligne neutre de fluage dans les constructions mixtes isostatiques. Influence du fluage et du retrait dans les poutres mixtes isostatiques en treillis. Influence du fluage et du retrait dans les systèmes hyperstatiques rigides à la torsion. Calcul des systèmes hyperstatiques rigides à la torsion, compte tenu de l'influence du fluage et du retrait dans les poutres mixtes hyperstatiques en treillis. — Sollicitations sous les surcharges temporaires. Assemblage à gousins et efforts de cisaillement dans les poutres mixtes. Influence d'une différence de température entre les sections en béton et en acier. La vérification de la sécurité contre l'écoulement plastique dans les constructions mixtes précontraintes à parois pleines. — Importante bibliographie. — O.274-59, O.275-59.

B-2846. Initiation à l'étude des échanges calorifiques et des transferts de matières. — (Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch). ECKERT (E.); Éd. : *Springer-Verlag*, Heidelberg Platz 3, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 2^e édit., 1 vol. (16 × 24 cm), xii + 295 p., 171 fig., DM. 28. 80. — Cette édition est consi-

dérablement augmentée par rapport à la première de 1949. — L'ouvrage se divise en cinq parties principales. — Les notions fondamentales des échanges calorifiques. — La conduction (Équations fondamentales; conduction invariable ou variable dans le temps). La transmission de la chaleur (Principes fondamentaux. La convection forcée et ses problèmes. La convection naturelle. Condensation et vaporisation). — Le rayonnement (Les coefficients de rayonnement des différentes matières. L'échange de chaleur par rayonnement). — Les échanges de matières (changements d'état, variations de concentration par diffusion ou convection). — Exemples d'application des formules présentées. Bibliographie. Tableaux et abaque. — O.277-59.

B-2847. Propriétés thermodynamiques de l'eau et de la vapeur d'eau (Thermodynamische Eigenschaften des Wassers und des Wasserdampfes). WUKALOWITSCH (M. P.); Éd. : *VEB Verlag Technik*, Unter den Linden 12, Berlin NW 7, All. (1958), 1 vol. (21 × 30 cm), 245 p., nombr. fig., 4 pl. h.-t., DM. 20. — Ouvrage rédigé en quatre langues : anglais, français, russe, allemand, et destiné aux étudiants, aux collaborateurs des instituts de recherches scientifiques et des bureaux d'études, ainsi qu'aux ingénieurs et techniciens des centrales thermiques. — Il expose les données relatives aux propriétés thermodynamiques de l'eau sous pression et de la vapeur d'eau saturée et surchauffée. Les valeurs ont été obtenues à l'aide d'une nouvelle équation d'état établie sur la base de résultats d'essais effectués selon les méthodes modernes. — Le domaine d'expérimentation a été étendu jusqu'aux températures de 1000° C et aux pressions de 1000 atm. — O. 276-59.

B-2848. Tables pour la résolution des problèmes de contraintes de la théorie du 2^e ordre et des problèmes de flambement. (Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen). Éd. : *Stahlbau-Verlag GmbH*, Ebertplatz 1, Cologne, All. (1959), 1 vol. (21 × 29,5 cm), vi + 40 p., 6 réf. bibl. — DM. 9.60. — L'ouvrage donne les valeurs permettant de calculer la charge de flambement par flexion des barres comprimées et des barres tendues des systèmes réticulés plans, les modules de flambement E et T, selon la norme allemande DIN 4114, les paramètres de calcul des coefficients caractéristiques, les paramètres de calcul des inclinaisons extrêmes α et β d'une barre soumise à une charge axiale et au moment extrême M, l'inclinaison extrême de barres prismatiques soumises à une compression longitudinale et à la charge normale uniforme maximale (Théorie du 2^e ordre). — Il comporte en annexe un tiré à part de l'article de E. CHWALLA, intitulé : Les nouvelles tables pour le calcul des problèmes de contraintes de la théorie du 2^e ordre et des problèmes de flambement (Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen), 28 p., 29 fig., 44 réf. bibl. (paru dans les n^{os} 4, 6, 8, 1959, de la revue « *Der Bauingenieur* », et signalé dans notre D.T. 147/148, de mars-avr. 1959, article n^o 53). — O.223-59.

B-2849. Travaux de ferronnerie et de serrurerie (Schmiede- und Schlosserarbeiten). SCHEEL (H.); Éd. : *Julius Hoffman*, W. Rosenbergstrasse 122, Stuttgart, All. (1959), 1 vol. (23 × 30 cm), 336 fig., DM. 48. — Recueil de planches photographiques commentées. Travaux de serrurerie d'art (fer forgé, laiton spécial, métal léger) exécutés, notamment en Allemagne, dans les différentes branches de la construction. Principales divisions de l'ouvrage : Rampes d'escalier, balcons, grilles de fenêtres, grilles de séparation de locaux, portes intérieures et extérieures, portails, portes et clôtures de jardins, grilles de radia-

teurs, porte-manteaux, garnitures de cheminées; lampadaires, lanternes, pendules, ornements funéraires, croix d'autel, enseignes, lettres. Des croquis cotés d'un certain nombre des modèles complètent l'ouvrage. — O. 262-59.

B-2850. L'alimentation en eau et le traitement des eaux usées. Notions fondamentales. Technique; considérations économiques (Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. Grundlagen, Technik und Wirtschaft). FAIR (G. M.), GEYER (J.-C.); Éd. : *R. Oldenbourg*, Rosenheimer Strasse 145, Munich, All. (1959), 1 vol. (17,5 × 25 cm), p. 481-640, nombr. fig., réf. bibl., DM. 20. — Le présent volume constitue la quatrième livraison de la traduction allemande de l'ouvrage américain : « Water supply and waste-water disposal ». — Il étudie successivement les questions suivantes : chimie de l'eau; biologie de l'eau et des eaux usées; indicateurs biologiques de la pollution; décomposition biologique des substances organiques. Production de gaz lors du traitement des boues. Teneur en matériaux solides de l'eau et des eaux usées. Traitement de l'eau et des eaux usées. Étude de l'eau potable. Décantation. — Dessableurs. Flocculation chimique. — O. 219-59.

B-2851. La ville conçue pour l'auto. (Die autogerechte Stadt). REICHOW (H. B.); Éd. : *Otto Maier*, Ravensburg, All. (1959), 1 vol. (23,5 × 29 cm), 89 p., 172 fig., DM. 15. — Les villes d'aujourd'hui, héritages de conceptions de l'Antiquité et de la Renaissance, sont impropres à la circulation automobile. Après une longue critique des conceptions fausses de l'urbanisme et de la circulation, l'auteur expose ses idées sur le but à atteindre, sur la sécurité de la circulation, l'économie, le calme. Il présente des exemples d'application de ces conceptions à des villes nouvelles et à des villes anciennes. — O. 271-59.

B-2852. Liste des organismes de documentation des Techniques et des domaines annexes. (Verzeichnis von Schrifttum-Auskunftstellen der Technik und verwandter Gebiete). *Deutscher Normenausschuss*, Uhlandstrasse 175, Berlin, W. 15, All. (1958), 4^e édit., 1 vol. (15 × 21 cm), 173 p., DM. 4. — (Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin, W. 15, All.). — Cette brochure élaborée par l'Institut de Recherches pour la Rationalisation et éditée par la Commission allemande de Normalisation, présente la liste et les qualifications des organismes allemands de documentation scientifique, économique et technique. Un chapitre est consacré aux organismes possédant des collections complètes ou partielles des brevets allemands. Une liste des normes allemandes et des recommandations de l'ISO relatives à la documentation termine l'ouvrage. — O. 265-59.

B-2853. Installations frigorifiques. — Notions fondamentales. Caractéristiques de construction, exploitation et utilisation des machines et appareils frigorifiques. (Kühlanlagen. — Grundlagen, Aufbau, Betrieb und Verwendung von Kältemaschinen, und Kälteapparaten). DREES (H.); Éd. : *Fachbuchverlag*, Karl-Heine-Strasse 16, Leipzig W. 31, All. (1959), 6^e édit., 1 vol. (16,5 × 23 cm), 350 p., 256 fig., 2 pl. h.-t., DM 12. — Cours destiné aux moniteurs de machines frigorifiques, aux élèves des écoles techniques spécialisées, aux techniciens et aux ingénieurs. — Par rapport à la 5^e édit., l'ouvrage a été considérablement augmenté et remanié pour tenir compte des progrès les plus récents. — Étude du mode de fonctionnement d'une installation frigorifique; rappel des notions de thermodynamique; théorie des machines frigorifiques; exécution des installations frigorifiques; rafraîchissement des locaux; mise en service, entretien et contrôle du rendement des appareils frigorifiques. Isolation thermique. — Étude des petites installations frigorifiques : appareils à compres-

sion. Installations frigorifiques sur les navires. Emploi du froid artificiel. — O. 329-59.

B-2854. Les fondations de machines et les autres ouvrages soumis à des contraintes dynamiques. — (Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen). RAUSCH (E.); Edit. : VDI-Verlag GmbH, Bongardstrasse 3, Düsseldorf, All. (1959), 3^e éditn, 1 vol. (15,5 × 21 cm), xiv + 857 p., 888 fig., DM. 126. — Le présent ouvrage traitant de la conception, du calcul et de l'exécution des fondations et ouvrages soumis à des sollicitations dynamiques, constitue un guide pratique complet qui s'adresse aussi bien à l'ingénieur-constructeur qu'à l'ingénieur-mécanicien. — Considérations générales sur la conception et le calcul des fondations de machines. Vibrations d'un point pesant suspendu sur ressorts; détermination de la force de rappel à l'aide du coefficient dynamique. Prise en compte de la fatigue des matériaux (coefficient de fatigue). — Vibrations d'un corps rigide suspendu sur ressorts; calcul dynamique général des fondations de machines. — Détermination des coefficients d'élasticité et des fréquences naturelles des fondations de machines. — Conception et calcul des fondations de marteaux-pilons, moutons, concasseurs, compresseurs, moteurs, turbines à vapeur. — Exemples de réalisations. — Installation de machines dans les bâtiments (sur planches et poutres). — Fondations de machines dans les régions sujettes aux affaissements miniers. Dommages causés aux fondations de machines et désordres dus à des secousses. — Problèmes dynamiques d'un autre ordre dans le bâtiment : vibrations des constructions; influence des rafales de vent sur les bâtiments de grande hauteur; vibrations de cheminées et de clochers; vibrations de ponts. — O. 218-59.

B-2855. L'emploi des matières plastiques dans l'industrie du bâtiment. (Bauen mit Kunststoffen). SCHWABE (A.), SAECHTLINE (H.); Edit. : Ullstein Fachverlag, Berlin-Tempelhof, Mariendorfer-Damm, All. (1959), 1 vol. (16 × 22,5 cm), 951 p., 796 fig., nombr. réf. bibl., DM. 28. — L'ouvrage donne un aperçu d'ensemble sur les procédés actuellement employés dans la fabrication des matières plastiques, et étudie de façon détaillée le problème de l'utilisation des matières plastiques par l'architecte. — Caractéristiques des matières plastiques; notions fondamentales sur leur structure; étude des divers types de matières plastiques. — Description des procédés de fabrication industriels. — Étude des éléments de construction en matières plastiques; comportement mécanique, conditions d'emploi; panneaux, verres, profilés. — Domaines d'utilisation des matières plastiques : protection des matériaux et des ouvrages; produits d'addition au béton; revêtements; isolation thermique et acoustique; protection contre l'humidité. — Réalisation des couvertures, lanterneaux, murs extérieurs et intérieurs, panneaux muraux, revêtements de sol, plafonds, fenêtres, portes, installations sanitaires, aménagement intérieur de logements, magasins, hôtels. — Tendances récentes : éléments

porteurs en matières plastiques; la maison en matières plastiques; pavillons d'expositions. Influence des matières plastiques sur l'architecture. Considérations économiques. Listes des divers matériaux avec noms des fabricants. — O. 282-59.

B-2856. Compte rendu des communications présentées au Congrès du Conseil international du Bâtiment pour la recherche, l'étude et la documentation (C.I.B.), tenu à Rotterdam du 21 au 25 septembre 1959. Vol. I. II. III. — *Bouwcentrum*, 75, Diergaardesingel, Rotterdam, Pays-Bas, 3 vol. (21 × 30 cm), les trois vol. Fs 45.

Vol. I. — 280 p., nombr. fig., réf. bibl. — *Sujet n° 1* — Aspects sociologiques et fonctionnels du projet de l'habitation. — La sociologie de l'habitation, par P. CHOMBART DE LAUWE. — Un exemple pratique d'une étude fonctionnelle de l'habitation, par M^{me} J. MEIUIZEN-ter-BRAAKE. — Aspects sociologiques de la localisation des logements, par C. CRAPPE. — Le projet de l'habitation, basé sur des études du mobilier et sur des études fonctionnelles, par AAGE DALGAS RASMUSSEN et Finn VEDEL-PETERSEN. — CDU 721.001 : 333.322.2 (061.3) (100). — *Sujet n° 2*. — Le projet et le calcul des constructions; coefficients de sécurité. — Calcul des constructions, coefficients de sécurité par E. TORROJA. — État d'avancement et problèmes actuels du calcul de la stabilité des constructions, par A. A. GVOZDEV, N. S. STRELETSKY, K. E. TAHL. — Recherches sur la théorie de la résistance du béton, par O. J. BERG. — Études des conditions réelles et des états limites des ossatures en acier des bâtiments industriels, par E. I. BELENYA. — Résistance aux efforts tranchants dans les éléments en béton armé, par M. S. BORISHANSKY. — Recherche sur la rigidité et sur l'apparition des fissures dans les pièces fléchies en béton armé, par V. I. MURASHEV. — Calcul des coques par la méthode du calcul à la rupture, par A. R. RZHANITSYN. — CDU 624.01/04 : 693.8, (061.3) (100). — *Sujet n° 3*. Le report des cotes sur chantier. Tolérances et contrôle des dimensions. — Introduction à la normalisation du report des cotes sur chantiers, tolérances et contrôle, par G. CIRIBINI. — Précision des dimensions et tolérances dans l'industrie du bâtiment, par A. R. VAN DER BURG. — Précision des dimensions dans l'exécution des projets de construction et rationalisation, par W. TRIEBEL. — Report des mesures sur chantier, par J. NOIRÉ. — Tolérances et ajustements dans la construction, par S. JANIEKI. — CDU 624.07 : 69.057 (061.3) (100).

Vol. II. — 233 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — *Sujet n° 4*. — Recherche en vue de l'utilisation des grands éléments en béton dans la construction d'habitation. — Rapport sur la pratique de la construction par grands éléments en U.R.S.S. et dans les pays d'Europe Orientale, par G. F. KUZNETSOV. — Rapport sur les expériences scandinaves, par M. JACOBSON. — Rapport sur les expériences françaises, par G. BONNOME. — La force et la stabilité de bâtiments construits en grands éléments,

par V. A. GASTEY, P. P. SHAGIN, D. P. PIT-LUYK. — Évaluation de la précision des grands éléments préfabriqués en béton armé, par K. I. BASHLAY. — Problèmes des joints des grands éléments préfabriqués pour la construction de logements, par N. V. MOROZOV et F. V. USHKOV. — CDU 69.002.2 : 624.012.45 (061.3) (100). — *Sujet n° 5*. — Production d'habitations en masse dans les régions tropicales et subtropicales en cours de développement rapide. — Rapport d'introduction, par G. A. ATKINSON. — « Ekistics », la clef pour l'habitation dans les régions en plein développement, par G. A. DOXIADIS. — Le logement des masses en Indonésie, par K. HADINOTO. — Nécessité de recherches en vue de la production d'habitations en masse dans les régions tropicales d'Afrique en cours de développement rapide, par N. STUTTERHEIM et D. M. CALDERWOOD. — Le problème de l'habitation urbaine en Inde, par H. WILLIAMS. — L'amélioration de l'habitat traditionnel des populations rurales en Afrique du Nord, par G. BLACHÈRE. CDU 711.4 (213) (061.3) (100).

Vol. III. — 280 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — *Sujet n° 6*. — Toitures plates. — Cheminement de l'humidité et évacuation de l'humidité par la ventilation des matériaux poreux utilisés dans la construction de toitures plates, par TRYGVE ISAKSEN. — La détérioration du revêtement des toitures plates : résultats de l'étude des cas pratiques. Influence du vent sur les toitures plates de construction légère, par F.-G. THOMAS. — CDU 69.024.3 (100). — *Sujet n° 7*. — Aspects fondamentaux de la transmission des connaissances. — Quelques aspects fondamentaux et pratiques, par L. M. GIERT, J. VAN ETTINGER et K. L. DE VRIES. — CDU 002. (061.3) (100). — *Sujet n° 8*. — Isolation thermique et influence de l'humidité. — Recherches expérimentales sur l'influence de l'humidité sur l'isolation thermique et leur application dans la pratique, par H. REIHER. — Isolation thermique et influence de l'humidité : études pilotes entreprises à Trondheim et applications des résultats, par A. TWEIT. — Etudes entreprises aux Pays-Bas et détermination sur place de l'humidité dans les murs, par E. F. M. VAN DER HELD. — L'isolation thermique et l'établissement de règlements communs pour la construction en Scandinavie, par W. MARKE. — Recommandations pour l'emploi des maçonneries légères en considération de leurs caractéristiques thermiques utiles, par M. CROSET. — CDU 699.82/86 (061.3) (100). — *Sujet n° 9*. — Industrialisation du bâtiment. — Industrialisation du bâtiment en U. R. S. S., par V. OVSYANKIN. — L'industrialisation de la construction en Allemagne Fédérale, par W. TRIEBEL. — L'industrialisation de la construction en France, par G. BLACHÈRE. — CDU 69.002 (061.3) (100). — *Sujet n° 10*. — Recherches opérationnelles. — Recherches opérationnelles du bâtiment, par D. G. R. BONNELL. — Recherches opérationnelles : le « décisionnisme » dans la construction, par J. VAN ETTINGER Père et J. VAN ETTINGER Fils. — CDU 69.001 (061.3) (100). — O.266-59, O.267-59, O.268-59.

(Reproduction interdite.)

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MAI 1960

Treizième Année, N° 149

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (39)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCES DES 12 ET 16 JUIN 1959

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. J. PERES,**

Doyen de la Faculté des Sciences

THÉORIE DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES CONSTRUCTIONS NON-HOMOGÈNES ET ORTHOTROPES

(Analyse et synthèse)

par

M. W. OLSZAK,

Ingénieur des Ponts et Chaussées,

Docteur ès Sciences Techniques,

Professeur à l'École Polytechnique de Varsovie,

Membre de l'Académie des Sciences de Pologne

et

M. A. SAWCZUK,

Ingénieur des Ponts et Chaussées,

Docteur ès Sciences Techniques,

Maître de conférences à l'École Polytechnique
de Varsovie

SOMMAIRE

Première partie — Plaques.

Pages.

1. Notions fondamentales.....	519
2. Plaques circulaires orthotropes.....	521
3. Plaques rectangulaires orthotropes.....	523
4. Plaques nervurées.....	526
5. Calcul des plaques à la rupture.....	527
6. Planchers-champignons.....	529

Deuxième partie — Voiles minces.

7. Voiles cylindriques orthotropes.....	531
8. Voiles non-homogènes.....	533
9. Bibliographie se rapportant aux première et deuxième parties.....	534

Le présent mémoire est en cours de publication au Portugal par les soins du « Laboratório de Engenharia Civil » (Ministerio das Obras Publicas, Lisbonne), en langue portugaise ou anglaise (N. D. L. R.).

PRÉSENTATION DU PRÉSIDENT

M. le Professeur Thiry, Correspondant de l'Académie des Sciences.
— *En l'absence de M. Pérès, retenu par des occupations qui l'empêchent de venir présider cette conférence, vous me permettrez de vous présenter M. Olszak. Nous le connaissons déjà par une conférence qu'il vient de faire à l'Université, sur les problèmes de la non-homogénéité et de l'anisotropie dans la théorie de la plasticité; aujourd'hui il va vous parler de la question de la plasticité dans les constructions, compte tenu des propriétés non-homogènes et anisotropes des matériaux, mais s'adressant à des ingénieurs, il traitera surtout des applications d'ordre pratique.*

RÉSUMÉ

Après avoir donné la définition de la non-homogénéité et de l'anisotropie l'auteur classe les corps en quatre catégories suivant leur homogénéité ou leur non-homogénéité du point de vue élastique et du point de vue plastique; il énonce ensuite deux théorèmes fondamentaux sur le comportement des constructions rigides-plastiques et définit ainsi une limite inférieure et une limite supérieure de la charge limite.

Puis il examine quelques solutions de problèmes de charge limite :

— Dans une première partie, il traite des plaques non-homogènes et orthotropes circulaires, rectangulaires et nervurées et étudie le calcul des plaques à la rupture et les planchers-champignons.

— La deuxième partie est consacrée à l'étude des voiles minces soumis à l'action de charges proportionnellement croissantes.

Les solutions sont empruntées en grande partie à des mémoires de recherche polonais, et certaines sont présentées sous une forme adaptée à l'application pratique directe par les ingénieurs-constructeurs et les projeteurs.

SUMMARY

After having given the definition of non-homogeneity and of anisotropy, the author classifies bodies into four categories according to their homogeneity or from the elastic and from the plastic points of view; he then puts forward two fundamental theorems on the behavior of rigid-plastic structures and thus defines a lower and a higher limit for the limit load.

He thereupon examines a number of solutions to problems involving limit loads :

— In a first part he deals with circular, rectangular and ribbed non-homogeneous and orthotropic plates and studies the plastic design of plates and the calculation of flat slab floors.

— The second part is devoted to the study of thin shells subjected to the action of proportionally increasing loads.

The solutions are derived in great part from Polish research reports, and some of them are presented in a form adapted to direct practical application by structural engineers and designers.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

THÉORIE DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES CONSTRUCTIONS NON-HOMOGÈNES ET ORTHOTROPES

par

M. W. OLSZAK

et

M. A. SAWCZUK

INTRODUCTION

1. NOTIONS FONDAMENTALES

1.1. Beaucoup de matériaux utilisés pour l'édification de constructions portantes sont caractérisés par des propriétés plastiques variables d'un point à un autre et dépendant, en même temps, de la direction considérée. Autrement dit, nous avons à faire à une *non-homogénéité plastique* et à une *anisotropie plastique*.

Considérons, par exemple, une construction métallique située dans un champ de températures dont le gradient est différent de zéro. La variabilité de la température d'un point à un autre entraîne une distribution non uniforme des propriétés plastiques du matériau; ces propriétés plastiques (et les modules de plasticité correspondants) varient avec la position du point considéré. Un autre exemple de constructions plastiquement non-homogènes et anisotropes est celui des éléments et constructions en béton armé. Dans ce cas, les armatures étant réparties dans différentes directions, nous obtenons une construction possédant des propriétés d'anisotropie. Si, de plus, le pourcentage d'armatures varie d'un point à un autre, nous obtenons un exemple de construction à la fois non-homogène et anisotrope. Dans la théorie des corps rigides-plastiques, une plaque ou une poutre d'épaisseur variable peut également être considérée comme plastiquement non-homogène, même si le matériau qui la constitue est plastiquement homogène, parce que son moment limite varie d'un point à un autre.

Pour plus de clarté, il sera utile de classer, dans la théorie de l'*anisotropie plastique* et de la *non-homogénéité plastique*, différents types de corps suivant leurs propriétés mécaniques (on trouvera un traité détaillé de ces problèmes dans les ouvrages [13], [14]) ⁽¹⁾.

Les corps non-homogènes peuvent être divisés en quatre groupes, soit :

- I. Corps élastiquement et plastiquement homogènes;
- II. Corps élastiquement homogènes et plastiquement non-homogènes;
- III. Corps élastiquement non-homogènes et plastiquement homogènes;
- IV. Corps élastiquement et plastiquement non-homogènes.

Ce dernier groupe est le plus général et les autres peuvent s'en déduire par limitation successive de la généralité des

hypothèses fondamentales, de façon à aboutir finalement au modèle classique, homogène, pour lequel les théories élastique et plastique sont déjà bien établies.

En ce qui concerne l'*anisotropie*, nous introduirons ici la classification appliquée dans la théorie de l'élasticité; nous nous bornerons au cas de l'*anisotropie orthogonale*, c'est-à-dire au cas particulier où les directions principales d'anisotropie sont orthogonales entre elles. Un exemple concret typique d'une telle construction plastiquement orthotrope est, en général, celui des constructions en béton armé.

1.2. Nous allons considérer maintenant le comportement des constructions plastiquement non-homogènes, soumises à l'action de charges et, en particulier, le stade auquel la capacité portante est épuisée, c'est-à-dire le cas où la construction n'est pas capable de supporter une charge supérieure à celle pour laquelle l'écoulement plastique se produit.

Pour une certaine intensité des charges extérieures, la construction est alors déformée d'une façon permanente et irréversible qui aboutit à sa ruine. Si nous considérons le modèle rigide-plastique sans « écrouissage » ⁽¹⁾, c'est-à-dire le modèle pour lequel l'accroissement des déformations n'est pas accompagné d'un accroissement des forces intérieures, nous pouvons dire que l'état d'écoulement plastique non contrarié, est pratiquement, pour la construction, le cas limite. L'intensité de charge produisant cet état est appelée la *charge limite*. La connaissance de la charge limite, ou en d'autres termes de la charge de rupture, a une importance essentielle au point de vue technique. Elle nous permet d'estimer (et de choisir) le coefficient de sécurité réel de la construction.

Les problèmes correspondants sont traités dans la théorie des charges limites et du calcul à la rupture qui constituent actuellement une branche spéciale de la théorie de la plasticité, basée sur les hypothèses fondamentales de cette théorie, ainsi que sur quelques théorèmes supplémentaires concernant exclusivement l'étude de la capacité portante des constructions. Nous citerons les deux *théorèmes principaux*.

Le premier peut s'énoncer ainsi : Une construction rigide-plastique ne sera pas détruite si le champ de contraintes

- a) satisfait aux conditions d'équilibre interne ainsi
- b) qu'aux conditions aux limites données (exprimées en fonction des contraintes) et si

⁽¹⁾ La liste des références bibliographiques est donnée à la fin de la deuxième partie de cet article.

⁽¹⁾ L'écroutissement est la propriété que possède un corps de réorienter ses cristaux de manière à opposer à l'effort appliqué une résistance accrue.

c) les contraintes en aucun point ne sont contraires à la condition de plasticité.

Autrement dit, cela signifie qu'une construction en matériau rigide plastique parfait ne subira pas de destruction, si l'on peut établir pour cette construction un champ de forces intérieures statiquement admissible satisfaisant aux conditions aux limites.

La charge correspondant à la réalisation d'un tel champ *statiquement admissible* de forces intérieures ne peut donc excéder l'intensité réelle de la charge limite.

Le second théorème fondamental concerne la géométrie et la cinématique d'une construction rigide-plastique. Il dit :

a) qu'une construction doit être nécessairement détruite si pour une charge donnée, il existe un champ de vitesses géométriquement admissible — dans la théorie de l'écoulement plastique on s'intéresse aux accroissements de déformations (donc aux vitesses), non aux déformations elles-mêmes — satisfaisant aux conditions aux limites ;

b) que la puissance des charges extérieures est supérieure ou tout au moins égale à celle des forces intérieures, et

c) que le champ des déplacements satisfait aux conditions de continuité.

Par conséquent, il doit nécessairement se produire une déformation plastique dans le continu rigide-plastique s'il est possible d'établir un tel champ de déformations instables, *géométriquement admissible*. Étant donné que dans un corps rigide-plastique l'apparition de l'écoulement plastique conduit à la destruction (totale ou partielle) de la construction, la charge correspondant à cet état est au moins égale à la charge limite réelle.

Dans la forme ci-dessus, ces théorèmes sont évidents ; il est relativement facile de démontrer leur validité en utilisant les propriétés du produit scalaire de deux vecteurs qui, dans ce cas, sont le vecteur des contraintes généralisées et le vecteur des vitesses de déformation généralisées (voir par exemple [2a], [19], [20], [21]). Ces théorèmes sont également applicables à des corps non-homogènes, car leur énoncé ne contient aucune hypothèse touchant l'homogénéité. On peut également démontrer ces théorèmes pour une catégorie assez générale de corps non-homogènes et anisotropes (cf. par exemple [15]).

1.3. Ces deux théorèmes généraux donnent la possibilité d'examiner les états limites soit en utilisant la méthode « statique » et en cherchant les champs statiquement admissibles de forces intérieures (ce que l'on pourrait appeler l'*analyse statique*), soit en utilisant la méthode « cinématique » et en examinant le mécanisme de destruction géométriquement (cinématiquement) admissible (ce que l'on pourrait appeler l'*analyse cinématique*).

Il est évident que la solution complète du problème de l'écoulement plastique exige que les deux postulats, cinématique et statique, soient satisfaits. Ceci résulte de l'unicité de la solution du problème de la charge limite. Néanmoins, dans bien des cas, il n'est pas possible de trouver

la solution complète en raison de la non-linéarité des équations différentielles définissant le problème de l'écoulement plastique. Le calcul statique permet donc de définir la limite inférieure de l'intensité de la charge limite P_i au-dessous de laquelle la charge limite réelle ne peut descendre.

En considérant la cinématique du phénomène de rupture d'une construction et en utilisant le principe du travail virtuel (puissance virtuelle) comprenant le postulat de l'équilibre limite du système complet, on peut obtenir la limite supérieure P_s de la charge limite.

Par suite, la charge limite réelle P , c'est-à-dire la charge portante réelle, est comprise entre ces deux valeurs :

$$P_i \leq P \leq P_s. \quad (1)$$

La possibilité d'estimer les limites supérieure et inférieure de la charge limite présente un intérêt technique considérable. Il est évident que pour la limite inférieure on peut prendre un champ de forces intérieures, obtenu en considérant la construction comme linéairement élastique et, par exemple, en imposant la condition d'atteindre la limite élastique en un point convenablement choisi. La limite supérieure peut être obtenue en supposant l'apparition de certaines régions plastiques permettant l'écoulement plastique de la construction, dont certaines parties peuvent rester rigides. Au point de vue technique, cette méthode est très utile parce qu'elle permet une détermination relativement rapide de l'intensité de la charge limite. Il ne faut pas perdre de vue toutefois qu'il s'agit là de la limite supérieure de cette intensité. Connaissant l'une des limites supérieures et l'une des limites inférieures on peut (si la résolution complète n'est pas possible) estimer la capacité portante réelle de la construction d'une façon beaucoup plus proche de la réalité que si l'on ne connaît que l'une ou l'autre de ces limites.

1.4. Nous examinerons plus loin quelques solutions de problèmes de charge limite pour des plaques non-homogènes et orthotropes (Première partie), et pour des voiles minces (Deuxième partie) soumis à l'action de charges proportionnellement croissantes. Les solutions sont empruntées en grande partie à des mémoires de recherche polonais, et certaines sont présentées sous une forme adaptée à l'application pratique directe par les ingénieurs-construteurs et les projeteurs travaillant aux bureaux d'études.

Il convient d'observer d'autre part que dans certaines méthodes en vigueur pour le calcul à la rupture des constructions, on peut relever différents illogismes. Le principal est le fait que la détermination des forces intérieures dans les constructions hyperstatiques est basée en général sur l'hypothèse d'un comportement élastique de la construction, tandis que pour le dimensionnement, on recommande, et même dans beaucoup de pays, on exige, la prise en compte de l'apparition de déformations plastiques dans la section considérée ; autrement dit, le dimensionnement est effectué pour « l'état limite de la section ». Une méthode logique doit comporter à la fois la détermination des forces intérieures sur la base de l'état limite de l'ensemble de la construction et le dimensionnement de la section pour cet état limite.

PREMIÈRE PARTIE

PLAQUES

2. PLAQUES CIRCULAIRES ORTHOTROPES

2.1. Pour des conditions de charge et d'appui symétriques par rapport à l'axe, l'étude des plaques circulaires constitue un groupe de problèmes pour lesquels la solution complète du problème de la charge limite peut être obtenue avec une certaine facilité; elle consiste dans la détermination exacte des limites supérieure et inférieure de la charge limite, et dans la constitution d'un champ statiquement admissible de forces intérieures et d'un champ continu et compatible de déplacements (cf. [6], [25]).

Considérons, par exemple, une plaque circulaire avec appui articulé le long de la périphérie, d'épaisseur $2h$ et de rayon R , soumise à une pression uniforme p sur toute sa surface. La plaque est supposée plastiquement orthotrope (orthotropie du type polaire), les modules de plasticité circonférentiel et radial, respectivement Q_φ et Q_r , étant différents et caractérisés par le rapport :

$$\frac{Q_\varphi}{Q_r} = \frac{m_{0\varphi}}{m_{0r}} = \kappa, \quad (2)$$

dans lequel $m_{0\alpha} = Q_{i\alpha} h^2$, ($\alpha = r, \varphi$) représente le moment limite en flexion pure dans les deux directions respectives d'orthotropie.

Nous supposons que le matériau obéit à la condition de plasticité

$$F_{ij} = 0 \quad (\text{cf. [25]}),$$

où :

$$F_{ij} = k_i \sigma_i - k_j \sigma_j - K \quad (i, j = 1, 2, 3; i \neq j), \quad (3)$$

et qu'entre les constantes k_i , k_j et les limites respectives de plasticité en traction existe la relation $Q_i = K/k_i$.

Une représentation graphique de la courbe de plasticité dans le plan des moments est donnée dans la figure 1.

Lorsque l'état de contraintes lié à l'existence de forces intérieures m_r , m_φ , atteint en un certain point l'une quelconque des faces du polygone de plasticité, le matériau passe à l'état plastique.

Pour l'analyse de ce problème nous devons distinguer deux cas, suivant la valeur du rapport κ des modules de plasticité : le cas $\kappa \geq 1$ (pour lequel la plaque est capable de supporter un moment circonférentiel supérieur au moment radial) et le cas inverse $\kappa < 1$, les considérations physiques montrant qu'il existe au point $r = 0$ une singularité des propriétés mécaniques (le matériau étant supposé isotrope en ce point).

En résolvant pour $\kappa \geq 1$ le système d'équations formé des conditions

d'équilibre $F(M_r, M_\varphi, T, p) = 0$ et de la condition de plasticité (3), et en tenant compte des conditions aux limites sous la forme :

$$\begin{cases} m_r(0) = m_\varphi(0) = m_0, \\ m_r(R) = 0, \end{cases} \quad (4)$$

on tire la charge limite de la relation

$$p = \frac{2(\kappa - 1)m_0}{R^2} \frac{1}{\rho_0^2}, \quad (5)$$

où $\rho_0 = r_0/R$ définit le rayon du cercle pour lequel $m_r = m_0$, $m_\varphi = \kappa m_0$; c'est ce cercle qui constitue l'articulation plastique (cf. [25]). Pour les plaques chargées sur toute leur surface, ρ_0 est déterminé par l'équation

$$2\rho_0^3(\kappa - 1) - 3\rho_0\kappa + (\kappa - 1) = 0. \quad (6)$$

La quantité p donnée par l'équation (5) est liée à un champ de moments statiquement admissible exprimé par les relations :

$$0 \leq r \leq r_0, \quad m_r \leq m_0, \quad m_\varphi \leq m_0 + \frac{pR^2}{2} \rho^2; \quad (7)$$

$$r_0 \leq r \leq R, \quad m_r = \frac{pR^2}{6} \left(\frac{3\kappa}{\kappa - 1} \rho_0^2 - \rho^2 - \frac{\rho_0^3}{\rho} \right), \quad m_\varphi = \kappa m_0. \quad (8)$$

La figure 2 représente le diagramme des moments donnés par les équations (7) et (8). À titre de comparaison, la courbe en pointillé représente les moments correspondants dans le cas d'isotropie plastique.

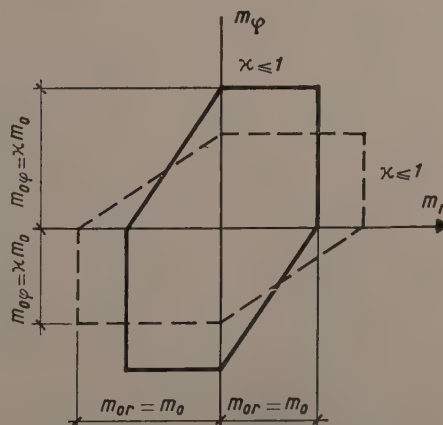


FIG. 1.

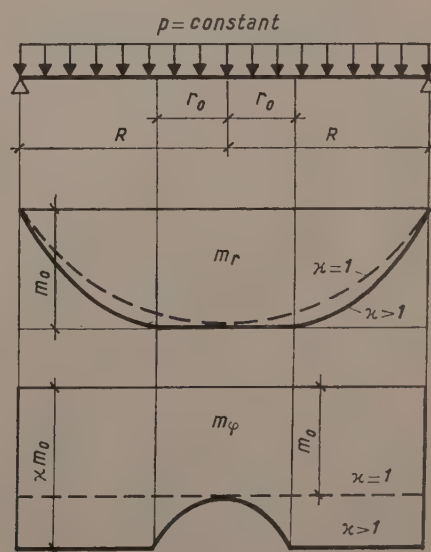


FIG. 2.

2.2. Les équations des moments satisfont à la condition d'équilibre interne en tout point de la plaque; par conséquent elles sont en relation, au moins, avec la limite inférieure de la charge limite. S'il est possible de trouver pour ce champ de forces intérieures un champ de déplacements cinématiquement admissible, nous aurons également une limite supérieure de la charge; l'ensemble donne une solution complète.

Partant de la courbe de plasticité (le polygone de plasticité dans le cas présent), représentant la condition de plasticité, nous pouvons déterminer également le mécanisme de l'écoulement plastique. Pour que l'écoulement plastique soit possible, le vecteur d'accroissement de la déformation généralisée (dans le cas étudié il s'agit du vecteur d'accroissement de la courbure) est donné par ses composantes :

$$\frac{\partial F}{\partial m_\varphi} = \mu v_\varphi; \quad \frac{\partial F}{\partial m_r} = \mu v_r, \quad (9)$$

(cf. [20] et, pour le cas d'anisotropie [17]);

ici v_φ et v_r ⁽¹⁾ représentent respectivement la courbure tangentielle et la courbure radiale. Dans l'hypothèse de Kirchhoff ⁽²⁾ $v_r/v_\varphi = \text{const.}$, nous avons, pour $\kappa > 1$, la condition :

$$\frac{v_r}{v_\varphi} = \frac{d^2 w}{dr^2} : \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = \frac{1}{0} = \text{indéterminé}, \quad 0 \leq r \leq r_0, \quad (10)$$

$$\frac{v_r}{v_\varphi} = \frac{d^2 w}{dr^2} : \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = \frac{0}{\kappa} = 0, \quad r_0 \leq r \leq R. \quad (11)$$

Nous avons donc directement pour les accroissements de déplacements :

$$w = w_0 = \text{const.}, \quad 0 \leq r \leq r_0 \quad (12)$$

$$w = w_0 \left(1 - \frac{r - r_0}{R - r_0}\right) \quad r_0 \leq r \leq R. \quad (13)$$

Le champ des accroissements de déplacements cinématiquement admissible constitue un cône tronqué, dans lequel la partie médiane du cône se déplace comme un corps rigide.

La figure 3 montre comment le caractère du champ de déplacements varie suivant le coefficient d'orthotropie plastique κ .

2.3. Dans les cas où la valeur du module de plasticité est plus faible dans la direction circonférentielle que dans la direction radiale, c'est-à-dire quand $\kappa < 1$ (le point $r = 0$ étant un point singulier d'anisotropie, du type de singularité caractérisé plus haut), nous obtenons la charge limite :

$$p = \frac{6 m_0 \kappa}{R^2}, \quad (14)$$

⁽¹⁾ REMARQUE : On retrouve les notations Timoshenko en posant :

$$v_r = \frac{1}{r_m} \text{ et } v_\varphi = \frac{1}{r_t}.$$

⁽²⁾ L'hypothèse de Kirchhoff consiste à dire que, dans la déformation, des éléments de droites perpendiculaires au feuillet moyen demeurent droites et perpendiculaires au feuillet moyen déformé.

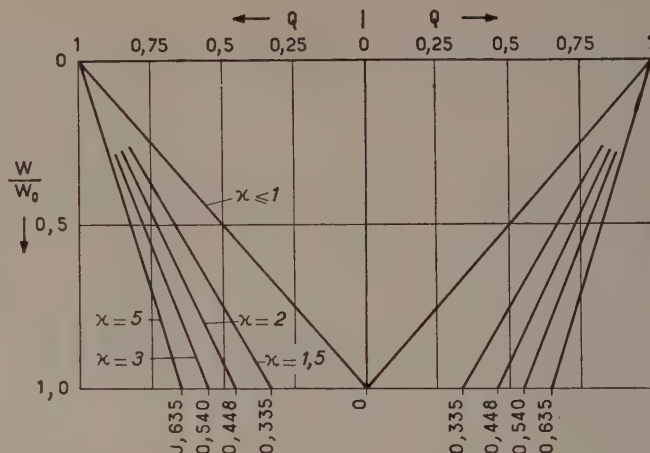


FIG. 3.

et le champ de moments est déterminé par les équations :

$$m_\varphi = \kappa m_0, \quad m_r = \kappa m_0 - p \frac{r^2}{6}. \quad (15)$$

Le champ d'accroissements de déplacements cinématiquement admissible est un cône; il est donc le même que pour la plaque isotrope. D'où la conclusion pratique : l'étude des plaques circulaires avec moments limites circonférentiels inférieurs aux moments limites radiaux n'est pas justifiée si l'on désire accroître la capacité portante, contrairement à ce qui se passe dans le cas $\kappa > 1$.

2.4. Pour une plaque encastree le long de sa périphérie, l'expression correspondante de l'intensité de la charge limite est :

$$p = \frac{6 m_0}{R^2} \frac{\rho_0 - \kappa \rho_0 + \kappa \rho_1}{\rho_1^3 - \rho_0^3}, \quad (16)$$

où ρ_0 représente encore le rayon sans dimension de la partie médiane de la plaque qui subit une translation rigide, et ρ_1 le rayon sans dimension du cercle le long duquel le moment radial disparaît. Ces rayons sont donnés par les équations :

$$(\rho_1^3 - \rho_0^3) (\kappa - 1) - 3 \rho_0^2 (\rho_0 - \kappa \rho_0 + \kappa \rho_1) = 0, \quad (17)$$

$$(\rho_1^3 - \rho_0^3) (3 - \kappa) (\kappa - \rho_1^{\kappa-1}) - 3 (\rho_0 - \kappa + \kappa \rho_1) (\kappa - 1) \rho_1^{\kappa-3} = 0. \quad (18)$$

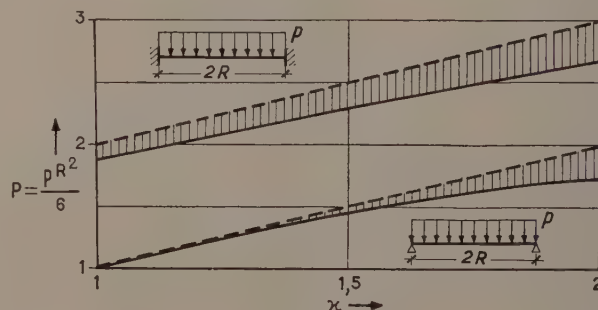


FIG. 4.

— Solution complète.
- - - Théorie des lignes de rupture.

Dans les cas où $1 \leq \kappa \leq 2$, les valeurs correspondantes de ρ_0 et de ρ_1 sont comprises dans les intervalles (cf. [25]) :

$$0 \leq \rho_0 \leq 0,35 R \quad \text{et} \quad R \geq \rho_1 \geq 0,72 R.$$

La figure 4 représente graphiquement la relation entre la charge limite et le coefficient d'orthotropie plastique κ (en supposant satisfaite la condition de plasticité (3) respectivement dans les cas d'une plaque simplement appuyée et d'une plaque encastree. La ligne en pointillés représente la charge limite calculée en partant de la théorie des lignes de rupture (cf. [3], [7], [10], [12]), — ce qui constitue un exemple de l'analyse cinématique et fournit l'une des limites supérieures de la charge limite (cf. [20]).

3. PLAQUES RECTANGULAIRES ORTHOTROPES

3.1. Pour les plaques rectangulaires, la résolution complète du problème de la charge limite sous une forme analogue à celle de la section 2 est très difficile, notamment en raison du caractère non linéaire des équations différentielles partielles fondamentales. Il convient donc d'utiliser les théorèmes fondamentaux du calcul à la rupture pour déterminer l'intervalle dans lequel la charge limite réelle de la construction doit être comprise.

Le théorème fondamental de l'analyse cinématique discuté ci-dessus utilise le principe que la puissance des charges extérieures liée à un certain champ d'accroissements de déplacements cinématiquement admissible $w(x, y)$ est, au plus, équilibré par la puissance de dissipation interne. L'accroissement du travail des charges extérieures peut s'écrire comme suit :

$$L = \int p w \, dA. \quad (19)$$

D'autre part, les forces intérieures exercent sur les accroissements correspondants des déplacements généralisés, l'accroissement de travail suivant :

$$D = \int (m_x v_x + m_y v_y + m_{xy} v_{xy}) \, dA + \sum m_{0i} \varphi_i L_i, \quad (20)$$

où m_x , m_y , m_{xy} représentent les moments correspondants et v_x , v_y , v_{xy} les accroissements des courbures. S'il existe des lignes de discontinuité dérivées du champ des accroissements de déplacements, c'est-à-dire par exemple des lignes d'articulations plastiques, on doit tenir compte des accroissements de travail correspondants produits par les forces intérieures le long de ces lignes de discontinuité. Ceci est exprimé par le second terme de l'équation (20) où φ_i représente les rotations correspondantes et L_i les longueurs correspondantes des lignes de discontinuité (cf. les nombreux travaux de K. W. Johansen [7]).

Sil'on admet qu'on puisse réaliser un tel champ d'accroissements de déformations pour lequel les courbures v_i sont égales à zéro, il ne reste plus que le second terme de cette équation, et l'intensité de la charge limite (constituant l'une de ses limites supérieures) est déterminée par l'expression :

$$p \leq \frac{\sum m_{0i} \varphi_i L_i}{\int_A w \, dA}, \quad (21)$$

dans le cas d'une plaque uniformément chargée.

3.2. Nous allons illustrer cette méthode par l'exemple d'une plaque rectangulaire uniformément chargée et encastree sur ses quatre côtés. Pour généraliser, supposons que (cf. [7], [11]) la plaque soit caractérisée par un type d'orthotropie « en couches », c'est-à-dire que les moments limites unitaires (modules de plasticité) sont différents suivant qu'ils sont associés à des moments fléchissants « négatifs » ou « positifs » (pour l'isotropie « en couches » voir aussi [28]).

Supposons que l'on ait les relations suivantes (cf. [10]) entre les modules de plasticité dans une plaque orthotrope « en couches » représentée sur la figure 5 :

$$\frac{m_{0x}}{m_{0y}} = \frac{m_x}{m_y} = \kappa, \quad \frac{m'_y}{m'_x} = \mu, \quad \frac{m'_x}{m'_y} = \nu. \quad (22)$$

Si, conformément aux conditions aux limites, nous supposons que le champ des accroissements de déplacements a la forme d'un « toit » renversé à pentes planes, il vient $\frac{\partial^2 w}{\partial x_i \partial x_j} = 0$ et la relation (21) donne la charge compatible avec un champ de ce genre :

$$p = \frac{12 m_0}{b^2} \frac{(1 + \mu) \kappa b^2 + 2(1 + \nu) a x}{3 a x - 2 x^2}, \quad m_y = m_0. \quad (23)$$

Si nous cherchons, en fonction du paramètre κ , la valeur minimale possible de la charge, nous obtenons :

$$p = \frac{24 m_0}{b^2 \gamma} \kappa, \quad (24)$$

où :

$$\gamma = \kappa \left[\sqrt{\frac{3\rho}{\kappa} + (\beta\rho)^2} - \beta\rho \right], \quad \rho = \frac{1 + \mu}{1 + \nu}, \quad \beta = \frac{b}{a}, \quad (25)$$

et

$$x = \frac{b}{2} \gamma \quad \text{si} \quad \sqrt{\kappa} < \gamma. \quad (26)$$

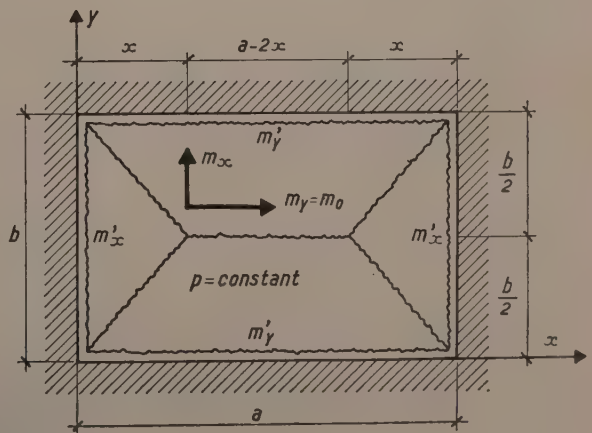


FIG. 5.

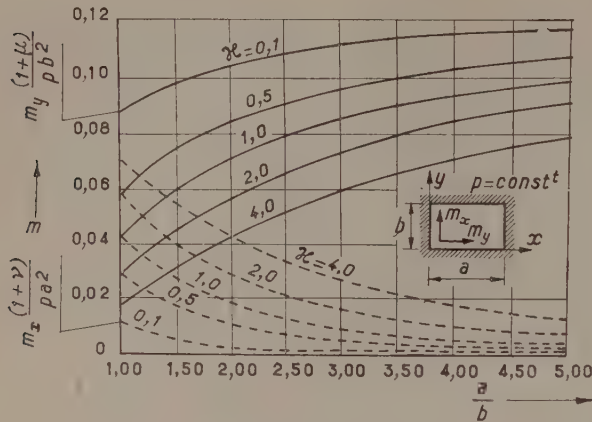


FIG. 6.

La figure 6 (cf. [23]) représente des diagrammes permettant la détermination de la limite supérieure de la charge limite pour des plaques ayant des caractéristiques d'orthotropie connues, déterminées par les relations (22). Inversement, celles-ci peuvent être utilisées aussi pour déterminer les moments limites pour les plaques de ce type soumises à une intensité de charge donnée p .

Si nous supposons $\nu = \mu = 0$ nous obtenons les résultats pour les plaques reposant sur appuis simples. Pour les autres cas de conditions aux limites (cf. [24]), les expressions correspondantes pour les moments de rupture et les charges limites sont données dans le tableau I.

Il convient d'observer également qu'avec l'analyse cinématique, la capacité de charge des plaques continues orthotropes « en couches » dépend de la somme des moments limites en travée et sur l'appui (voir [10], [9]), le rapport des modules de plasticité (moments limites) des couches respectives n'ayant aucune importance, c'est-à-dire que $p = \text{const.}$ si :

$$m + m' = \text{const.}, \quad 0 \leq \frac{m'}{m} \leq \infty. \quad (27)$$

3.3. Pour les plaques orthotropes « en couches » simplement appuyées, nous pouvons aussi construire un champ statiquement admissible de forces intérieures en utilisant la condition d'équilibre :

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = p \quad (28)$$

et les conditions aux limites correspondantes. Il est facile de vérifier (cf. [27]) que les moments :

$$m_x = \chi m_0 \left(1 - 4 \frac{x^2}{a^2} \right), \quad (29)$$

$$m_y = m_0 \left(1 - 4 \frac{y^2}{b^2} \right), \quad (30)$$

$$m_{xy} = -\frac{4 \nu m_0}{ab} xy, \quad (31)$$

satisfont au postulat d'équilibre interne (l'origine du système de coordonnées étant placée au centre de la plaque). Pour un tel champ de moments statiquement admissibles, la charge limite s'élève à :

$$p = \frac{8 m_0}{b^2} (\chi \beta^2 + \beta \nu + 1) \quad \nu < \chi, \quad (32)$$

où m_0 représente le moment fléchissant limite (unitaire) dont le vecteur est dirigé suivant le grand côté, a , de la plaque.

Il convient de noter que les limites supérieure et inférieure de la charge, tirées des équations (24) et (32) sont relativement voisines pour les cas pratiquement importants de plaques orthotropes « en couches ». Pour les plaques isotropes, leur différence n'excède pas 2 %.

3.4. Du point de vue technique, il importe pour le calcul des plaques orthotropes « en couches » de déterminer la région (la « bande ») sollicitée par des moments négatifs. Si nous admettons que la travée est soumise à l'action de la charge, et que les travées voisines supportent une charge $p > g$, dans la travée soumise à la charge g , la « couche » supérieure doit s'étendre jusqu'à la distance ξa , où ξ est donné par l'équation :

$$4 \xi^3 - 6 \xi^2 + \left(3 + 2 \frac{p}{g} \eta \right) \xi - \frac{p}{g} \eta = 0, \quad (33)$$

dans laquelle

$$\eta = \frac{\gamma^2 (4 \mu + \chi \nu \beta^2)}{4 (1 + \mu) \chi}, \quad (34)$$

les autres notations restant inchangées.

La figure 7 donne, à titre d'exemple, ξ pour un cas assez extrême où $\nu = \mu = 2$. Évidemment, pour $\nu = \mu < 2$, la valeur correspondante de ξ sera moindre; dans le cas

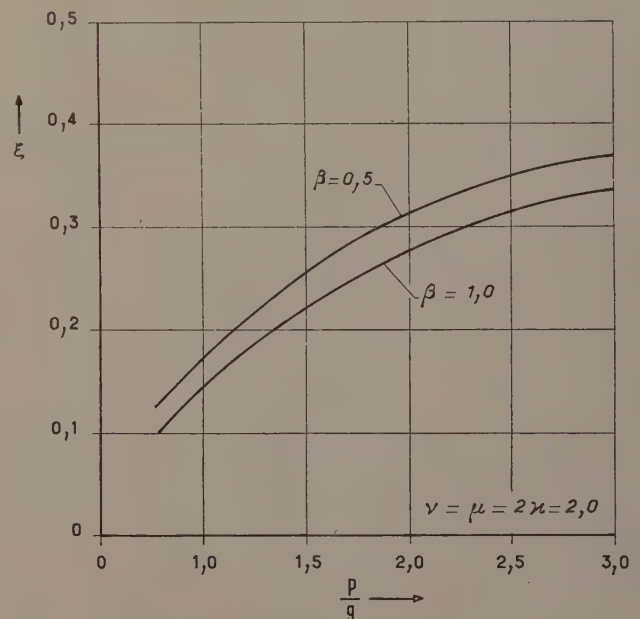
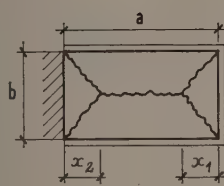
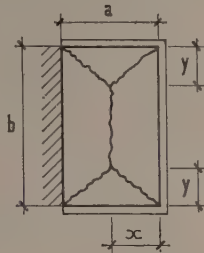
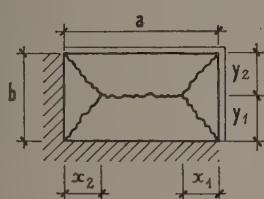
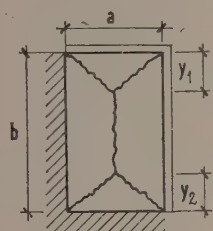
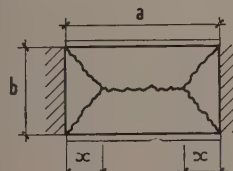
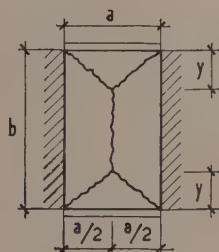
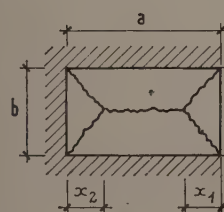
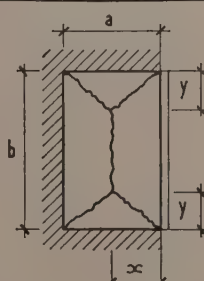


FIG. 7.

TABLEAU I

$\frac{m_x}{m_y} = \kappa$	$\frac{m'_x}{m'_y} = \nu$	$\frac{m'_y}{m_y} = \mu$	$\frac{b}{a} = \beta$
 $\beta < \frac{1}{(1 + \sqrt{1 + \nu}) \sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pb^2}{24} \gamma^2$ $\gamma = \kappa z \left[\sqrt{\frac{3}{\kappa z^2} + \beta^2} - \beta \right]$ $z = \frac{1 + \sqrt{1 + \nu}}{2}$ $x_2 = x_1 \sqrt{1 + \nu}$	 $\beta > \frac{1}{(1 + \sqrt{1 + \nu}) \sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pa^2}{24} \gamma^2 \kappa$ $\gamma = \frac{1}{\kappa z^2} \left[\sqrt{3 \kappa z^2 + \frac{1}{\beta^2}} - \frac{1}{\beta} \right]$ $x = \frac{a}{2} z$ $z = \frac{1 + \sqrt{1 + \nu}}{2}$		
 $\beta < \frac{1 + \sqrt{1 + \mu}}{1 + \sqrt{1 + \nu}} \frac{1}{\sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pb^2}{24} \gamma^2$ $\gamma = \kappa \frac{2s}{w^2} \left[\sqrt{\frac{3w^2}{\kappa s^2} + \beta^2} - \beta \right]$ $s = 1 + \sqrt{1 + \nu} \quad w = 1 + \sqrt{1 + \mu}$ $y_2 = \frac{b}{1 + \sqrt{1 + \mu}} \quad x_1 = \frac{b}{2} \gamma \quad x_2 = \frac{b}{2} \gamma \sqrt{1 + \nu}$	 $\beta > \frac{1 + \sqrt{1 + \mu}}{1 + \sqrt{1 + \nu}} \frac{1}{\sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pb^2}{24} \frac{\gamma^2}{\kappa}$ $\gamma = \kappa \frac{2s}{w^2} \left[\sqrt{\frac{3w^2}{\kappa s^2} + \beta^2} - \beta \right]$ $s = 1 + \sqrt{1 + \nu} \quad w = 1 + \sqrt{1 + \mu}$ $y_1 = \frac{a}{2} \gamma \quad y_2 = \frac{a}{2} \gamma \sqrt{1 + \nu}$		
 $\beta < \frac{1}{\sqrt{\kappa} (1 + \nu)}$ $m_x = \frac{pb^2}{24} \frac{\gamma^2}{1 + \nu}$ $\gamma = \kappa (1 + \nu) \left[\sqrt{\frac{3}{\kappa (1 + \nu)} + \beta^2} - \beta \right] \quad x = \frac{b}{2} \gamma$	 $\beta > \frac{1}{\sqrt{\kappa} (1 + \nu)}$ $m_x = \frac{pa^2}{24} \gamma^2 \kappa$ $\gamma = \frac{1}{\kappa (1 + \nu)} \left[\sqrt{3 \kappa (1 + \nu) + \frac{1}{\beta^2}} - \frac{1}{\beta} \right] \quad y = \frac{a}{b} \gamma$		
 $\beta < \frac{2 \sqrt{1 + \kappa}}{(1 + \sqrt{1 + \nu}) \sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pb^2}{24} \gamma^2$ $\gamma = \frac{\kappa z}{1 + \mu} \left[\sqrt{\frac{3(1 + \mu)}{\kappa z^2} + \beta^2} - \beta \right]$ $x_1 = \frac{b}{2} \gamma \quad z = \frac{1 + \sqrt{1 + \nu}}{2} \quad x_2 = x_1 \sqrt{1 + \nu}$	 $\beta > \frac{2 \sqrt{1 + \mu}}{(1 + \sqrt{1 + \nu}) \sqrt{\kappa}}$ $m_x = \frac{pa^2}{24} \frac{\gamma}{1 + \mu} \kappa$ $\gamma = \frac{1 + \mu}{\kappa z^2} \left[\sqrt{\frac{3 \kappa}{1 + \mu} z^2 + \frac{1}{\beta^2}} - \frac{1}{\beta} \right]$ $z = \frac{1 + \sqrt{1 + \nu}}{2} \quad x = \frac{a}{2} z$		

pratique d'une plaque simplement appuyée, ξ est égal à zéro.

3.5. Pour les plaques simplement orthotropes ou bien orthotropes « en couches », il est possible d'utiliser une transformation linéaire qui ramène le problème à celui d'une plaque isotrope (avec dimensions linéaires transformées d'une façon correspondante). Cette transformation est, pour l'analyse cinématique, particulièrement utile dans l'étude des plaques à bords courbes. Ainsi, par exemple dans le cas d'une plaque elliptique orthotrope, on peut transformer celle-ci en plaque isotrope. Le problème de la charge limite peut être résolu pour ce système auxiliaire, après quoi on revient à la structure orthotrope de la plaque elliptique originale (à ce sujet voir [11], [12]).

4. PLAQUES NERVURÉES

4.1. Dans le cas d'ouvrages constitués de plaques et de poutres, on ne doit pas se borner à l'analyse de la capacité portante pour chacun des éléments en particulier, autrement dit à une analyse de la charge limite pour les plaques d'une part, pour les poutres qui supportent celles-ci d'autre part; il est nécessaire, au contraire, d'étudier le passage à l'état plastique limite du système plaque nervurée dans son ensemble (cf. [29], [27]).

Cette affirmation sera étayée par l'exemple d'une construction composée d'une plaque carrée (de côté a) et de quatre nervures d'appui, la plaque étant supposée avoir des appuis articulés le long des nervures. Nous supposons que ces nervures sont articulées avec les poteaux; dans ces conditions elles ne sont pas capables de résister à des moments négatifs ou de torsion. Désignons les moments limites de la plaque isotrope par m_0 , les moments limites des nervures par M . Afin d'avoir le même coefficient de sécurité pour la plaque et pour les nervures, le paramètre caractéristique suivant sera déterminant :

$$\varphi = \frac{M}{ma}. \quad (35)$$

Parmi les différentes formes de mécanismes de rupture cinématiquement admissibles (dont certains sont représentés dans la figure 8), ceux qui sont réalisés dans la pratique dépendront du paramètre φ . Le postulat de la limite supérieure minimale est satisfait par les types a, b, c représentés à la figure 8; ils correspondent aux charges limites ci-après :

$$p_a = p_b = \frac{8m}{a^2} (1 + 2\varphi), \quad (36)$$

$$p_c = \frac{24m}{a^2}. \quad (37)$$

La figure 9 représente la capacité portante d'un système de plaque nervurée en fonction du paramètre φ . Le cas qui nous intéresse particulièrement est celui pour lequel les deux relations (36) et (37) donnent la même valeur de la charge, parce qu'il correspond à l'épuisement simultané de la capacité portante des nervures et de la plaque.

Si par conséquent, la condition

$$\varphi = \frac{M}{ma} = 1 \quad (38)$$

est satisfaite, tous les éléments du système sont caractérisés par le même coefficient de sécurité. Si $\varphi > 1$, la capacité de charge du système est déterminée par celle de la plaque : celle-ci épuise ses possibilités portantes la première, les poutres conservant alors leur capacité portante qui n'est plus utile.

4.2. Pour les plaques encastrees aux nervures, la valeur la plus appropriée du paramètre φ dépend du caractère de la construction « en couches ». C'est ce que montre la figure 10.

Dans, ce cas le paramètre φ est déterminé par l'expression :

$$\varphi = 1 + 1,5 \nu. \quad (39)$$

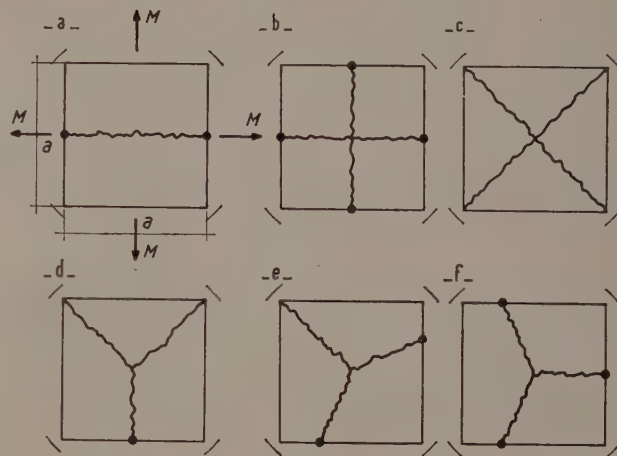


FIG. 8.

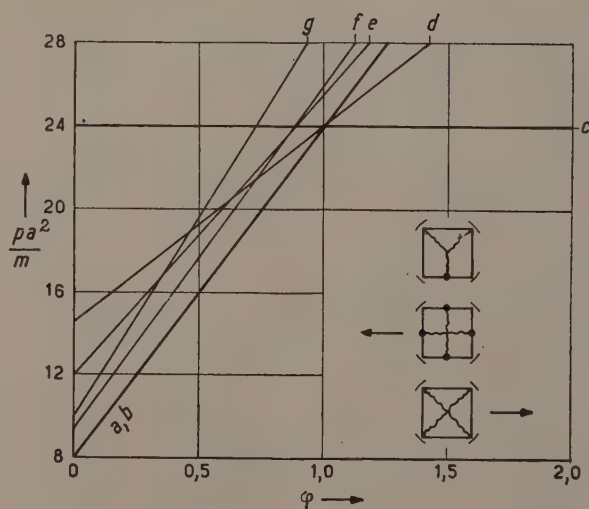


FIG. 9.

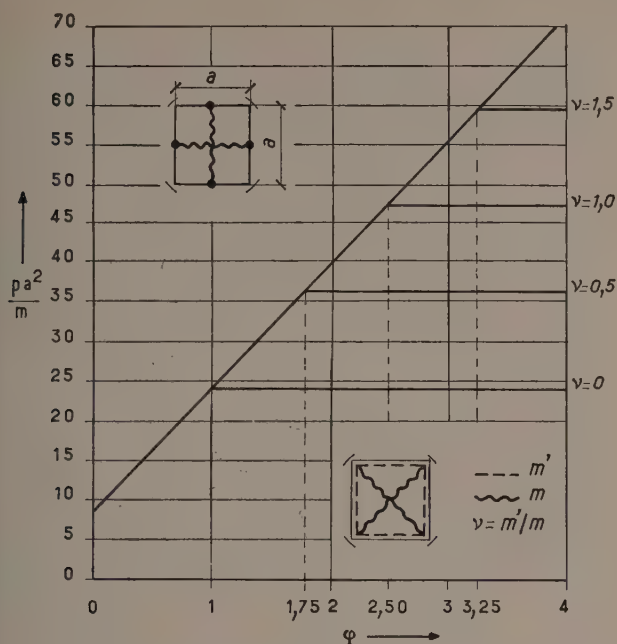


FIG. 10.

4.3. Si nous voulons déterminer une des limites inférieures de la capacité portante d'un système de plaque nervurée rectangulaire en considérant un champ de forces internes statiquement admissible, nous pouvons utiliser la relation (32) de la section 3 ci-dessus, qui donne la capacité portante de la plaque. En utilisant les relations entre les moments fléchissants et les efforts tranchants et réactions d'appui de la plaque (équations d'équilibre), nous tirons de (29)-(31) les expressions suivantes pour la charge des poutres :

$$r_x = \frac{pb}{2} \frac{x\beta + \nu}{x\beta^2 + \beta\nu + 1}, \quad (40)$$

$$r_y = \frac{pb}{2} \frac{x\beta + 1}{x\beta^2 + \beta\nu + 1}, \quad (41)$$

où r_x et r_y désignent les réactions de la nervure la plus courte (de longueur b) et de la nervure de longueur a . Le postulat d'apparition simultanée de l'état plastique dans la plaque et les nervures est exprimé, par l'analyse statique, comme suit :

$$\varphi = \frac{M_b}{m_0 a} = \frac{\beta}{2} (x\beta + \nu), \quad (42)$$

tandis que les moments limites des nervures perpendiculaires doivent être liés par le rapport :

$$\omega = \frac{M_a}{M_b} = \frac{\nu\beta + 1}{x\beta^2 + \nu\beta}. \quad (43)$$

Il est facile de voir qu'en cas d'isotropie les relations (42) et (43) conduisent aux mêmes résultats que l'analyse cinématique.

Les observations qui précèdent sur la capacité portante des constructions à plaques nervurées avaient pour objet de mettre en évidence la nécessité de considérer les états limites de la construction tout entière (et non seulement de chaque élément séparé) si l'on veut obtenir une bonne estimation du coefficient de sécurité de la construction dans son ensemble.

5. CALCUL DES PLAQUES A LA RUPTURE (SYNTHÈSE) (Limit design).

5.1. Les relations utilisées dans la théorie des états limites peuvent servir de base à une étude plus rationnelle des constructions comportant des plaques. Du point de vue technique, cette possibilité est particulièrement intéressante parce qu'elle permet pour un appui, une portée et des paramètres de charge donnés, de calculer les plaques correspondant à une dépense de matière minimale.

Dans les problèmes d'étude de constructions portantes, on peut distinguer deux tendances qui consistent essentiellement dans :

a) le choix de l'orthotropie optimale pour un élément de construction homogène;

b) le choix de la fonction de non-homogénéité plastique optimale pour des propriétés orthotropes constantes ou bien variables. On peut considérer cette dernière méthode comme ayant certaines affinités avec le calcul du poids minimal des constructions isotropes plastiquement homogènes.

Nous nous bornerons à une brève illustration de ces différents procédés en utilisant des exemples pratiques simples.

5.2. Si l'on veut chercher un coefficient d'orthotropie rationnel « économique » α_e , le postulat de la consommation d'acier minimale pour une plaque orthotrope « en couches » en béton armé avec un degré arbitraire d'encastrement plastique, peut s'exprimer par l'équation $dV/d\alpha = 0$ où V désigne la quantité d'acier; on obtient ainsi la valeur :

$$\alpha_e = \rho \frac{b^2}{3a^2 - 2b^2}, \quad (44)$$

dans laquelle ρ est donné par (25). Le diagramme de α_e est donné, pour l'intervalle pratiquement intéressant de variation de ρ , à la figure 11.

Si le postulat (44) est satisfait, la charge limite est liée par suite de l'analyse cinématique, aux moments limites par les relations :

$$m'_x + m_x = \frac{pb^2}{24} \frac{b^2}{a^2}, \quad m_x = \alpha_e m_0, \quad (45)$$

$$m'_y + m'_y = \frac{pb^2}{24} \left(3 - \frac{2b^2}{a^2} \right), \quad m_y = m_0. \quad (46)$$

En théorie, le rapport entre m_x et m'_x et entre m_y et m'_y peut être choisi arbitrairement, ainsi qu'on l'a déjà fait remarquer dans la section 3. Toutefois, pour éviter un brusque changement dans la distribution des forces inté-

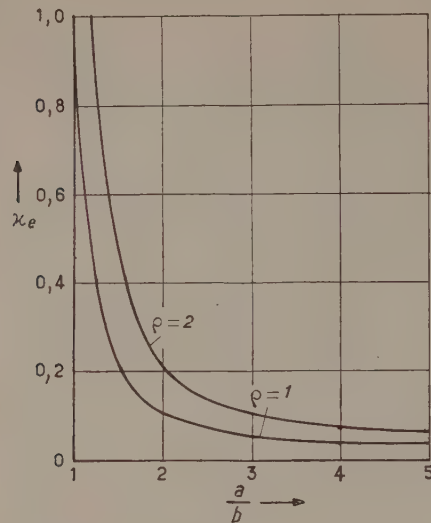


FIG. 11.

rieures en passant de l'état de contrainte en phase élastique à l'état limite, il convient d'admettre que le rapport du moment à l'appui au moment en travée n'est pas trop différent de ce qu'il est dans le cas de la solution élastique.

Pour le calcul de ces plaques orthotropes rectangulaires « économiques » on peut faire usage du tableau II qui donne les valeurs des sommes de moments (unitaires) dans le cas d'une charge uniformément répartie (cf. [24]). Il contient également les valeurs du paramètre γ caractéristique du mécanisme de destruction de la plaque (voir les équations (25) et (26)).

5.3. Le calcul (limit design) des plaques peut être basé sur le choix approprié d'un paramètre de non-homogénéité plastique (par exemple une variation appropriée de l'épaisseur des plaques isotropes ou orthotropes) ou sur une répartition appropriée des armatures dans le cas des plaques en béton armé. Les points de départ sont les conditions d'équilibre et la condition de plasticité.

Nous poserons comme condition complémentaire, le postulat suivant : l'état plastique doit survenir dans toutes les sections de la plaque. Pour une plaque circulaire simplement appuyée, ce postulat se traduit par la condition d'égalité des moments circonférentiel et radial en tout point de la plaque ([1], [25]). Le fait d'imposer une telle condition ne signifie pas nécessairement que la plaque ainsi obtenue ait le poids minimal; mais pour une construction obéissant à la condition de plasticité de Coulomb-Tresca, ce postulat est également satisfait. Ceci est lié à la possibilité de réaliser un nombre infiniment grand de mécanismes d'écoulement plastique dans le cas où les moments sont égaux (tous deux étant positifs ou négatifs). Le calcul conduisant au poids minimal implique la nécessité de cette possibilité qui, en fait, signifie qu'il y a pour une vaste série de mécanismes de rupture, égalité de chances de se produire.

TABLEAU II

$\frac{a}{b}$	κ_0	$\frac{m_x + m'_x}{pa^2}$	$\frac{m_y + m'_y}{pb^2}$	γ
1,00	1,0000	0,04167	0,04167	1,000
1,10	0,6134	0,02845	0,05613	0,909
1,20	0,4310	0,02009	0,06713	0,833
1,30	0,3257	0,01459	0,07569	0,769
1,40	0,2576	0,01084	0,08249	0,711
1,50	0,2105	0,00823	0,08796	0,667
1,60	0,1760	0,00637	0,09245	0,625
1,70	0,1499	0,00499	0,09617	0,588
1,80	0,1295	0,00397	0,09928	0,556
1,90	0,1133	0,00320	0,10192	0,526
2,00	0,1000	0,00260	0,10417	0,500
2,50	0,0597	0,00107	0,11167	0,400
5,00	0,0137	0,00007	0,12167	0,200
∞	0,0000	0,00000	0,12500	0,000

Nous n'examinerons pas la discussion détaillée des conditions pour lesquelles la recherche du poids minimal conduit aux mêmes résultats que la recherche des moments égaux, mais nous illustrerons ce procédé par l'étude d'une construction comportant des planchers champignons pour des moments radiaux et circonférentiels égaux, et par la recherche de la fonction de non-homogénéité plastique correspondante. Considérons une plaque circulaire de rayon R , reposant en son centre sur un poteau et uniformément chargée.

Le postulat des moments égaux

$$m_r = m_\phi = N(r), \quad (47)$$

introduit dans les équations d'équilibre en coordonnées polaires, conduit à la relation suivante pour la détermination de la non-homogénéité plastique $N(r)$:

$$\frac{dN}{dr} = T, \quad (48)$$

dans laquelle T est l'effort tranchant.

Dans le cas considéré ici (voir [26]), nous tirons de l'équation (48), en utilisant les conditions aux limites, les relations :

$$N(r) = \frac{pR^2}{4} (\rho^2 - 2 \log \rho - 1), \quad (49)$$

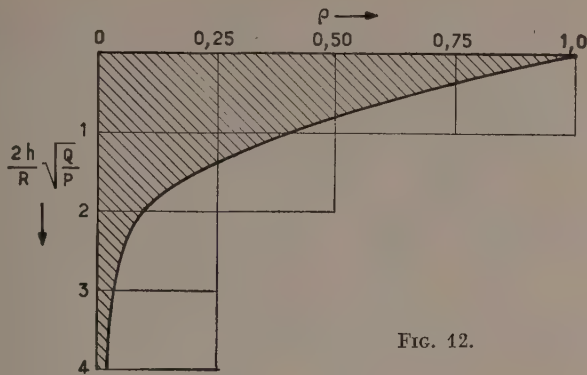


FIG. 12.

où $\rho = r/R$ désigne la coordonnée radiale sans dimension. La figure 12 représente un « champignon » rationnel de ce genre, h désignant la demi-épaisseur de la plaque.

Dans le cas d'une plaque simplement appuyée soumise à l'action d'une charge variable :

$$P(\rho) = P_0 + P_1 \rho, \quad (50)$$

P_0 désignant l'intensité de la charge au centre et P_1 cette intensité à la périphérie; les diagrammes de la figure 13 représentent les fonctions de non-homogénéité satisfaisant la condition des moments égaux.

L'intensité de la charge supportée par une telle plaque est :

$$P = \frac{36 N_0}{R^2 (4 + 5 \omega)}, \quad (51)$$

où N_0 désigne la valeur de la fonction de non-homogénéité

au centre, et $\omega = \frac{P_0}{P_0 + P_1}$.

Dans le cas des plaques rectangulaires, la condition de l'égalité des moments $m_x = m_y = N(x, y)$ conduit, ainsi qu'on peut le voir d'après la relation (28), à l'équation de Poisson :

$$\Delta^2 N = P, \quad (52)$$

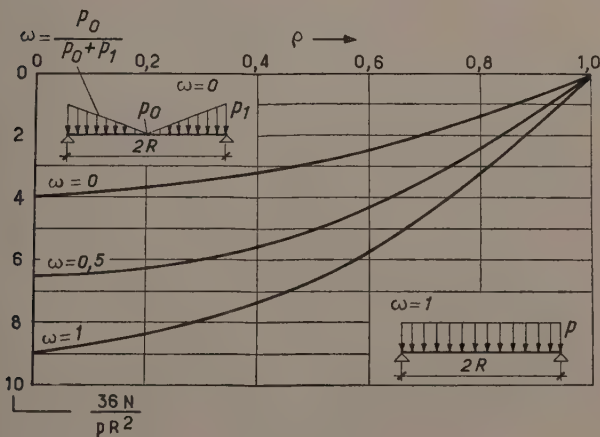


FIG. 13.

ce qui permet d'utiliser l'analogie mécanique de la membrane élastique pour déterminer la fonction de non-homogénéité ou l'épaisseur de la plaque, de même qu'on utilise cette analogie dans les problèmes de torsion des barres prismatiques d'une section quelconque lorsque le problème est également défini par une relation du type (52).

6. PLANCHERS-CHAMPIGNONS

6.1. A titre d'exemple d'introduction, examinons le cas d'une plaque circulaire, appuyée simplement sur son pourtour et sur un poteau au centre. Pour une construction isotrope « en couches », si le moment limite de la couche « inférieure » est m_0 , et celui de la couche « supérieure » $m' = \nu m_0$, nous admettrons que le champ des accroissements de déplacements présente la forme de deux cônes qui se coupent et ont leur axe commun (cf. [26]); dans ce cas, en utilisant la méthode de l'analyse cinématique nous obtenons pour l'une des limites supérieures de la charge limite l'expression :

$$P = \frac{6 m_0}{R^2} \frac{2 \rho_0 - \rho_0^2 - \xi - \nu \rho_0^2 + \nu \rho_0}{(\rho_0 - 3 \xi \rho_0 + \xi^2 + 1) (1 - \rho_0) (\rho_0 - \xi)}, \quad (53)$$

où ξ désigne la largeur sans dimension d'appui à l'intérieur de la surface de la plaque et ρ_0 le rayon sans dimension de l'intersection des deux cônes qui déterminent le champ des accroissements de déplacements. Pour le cas $\xi \rightarrow 0$, nous tirons de la condition $dp/d\rho = 0$ la valeur :

$$\rho_0 = \frac{2 + \nu - \sqrt{2\nu + 3}}{1 + \nu}. \quad (54)$$

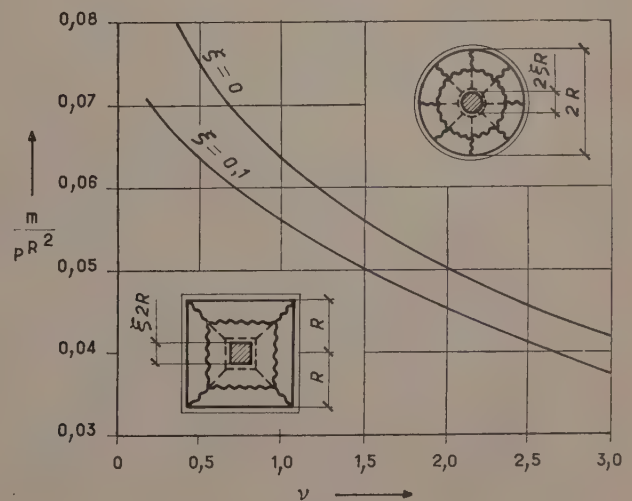


FIG. 14.

Pour les plaques régulières, circonscrites à un cercle, nous obtenons les mêmes expressions. La figure 14 représente les valeurs de la charge limite pour ces types de constructions.

6.2. Le problème du plancher-champignon infini peut également être traité par la théorie des états limites dans

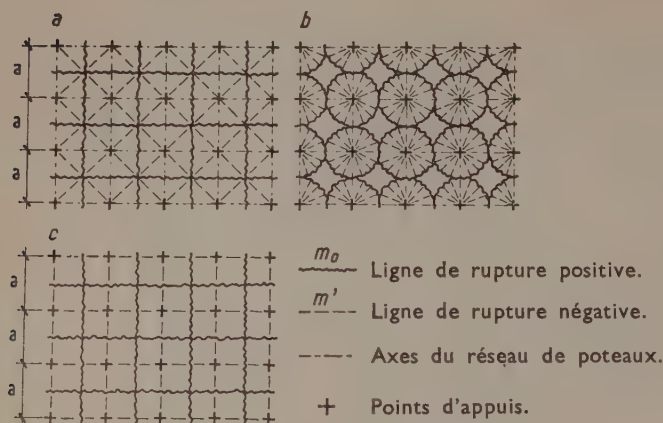


FIG. 15.

le cas où il présente des caractéristiques « en couches ». Les planchers-champignons en béton armé sont, en effet, conçus de telle façon qu'en général les pourcentages d'armatures au-dessus des appuis et en travée soient différents. Parmi les nombreux mécanismes de rupture cinématiquement admissibles d'un tel plancher, la figure 15 en représente trois types qui ont été choisis d'après l'analyse des résultats d'essais expérimentaux de planchers en forme de dalles champignons. Une comparaison des intensités de charge limite obtenues conduit à conclure que le type 15 c donne la plus faible des limites supérieures pour la charge de rupture.

Nous obtenons ainsi :

$$p = \frac{24 m_o}{a^2} \frac{1 + v_1 (1 - 2\xi) + 2 v_2 \xi}{3 - 6\xi + 4\xi^3}, \quad (55)$$

où ξ désigne la largeur sans dimension de l'appui, et $v_2 = m'_r/m_o$, $v_1 = m'_\varphi/m_o$; m_r représente le module de plasticité pour la flexion radiale et m_φ ce module pour la flexion circonférentielle, tous deux étant rapportés à la « couche » supérieure, tandis que m_o concerne la « couche » inférieure du plancher-champignon.

Les autres types représentés dans la figure 13 donnent des charges plus élevées respectivement de 6 et 50 %. Dans le cas d'isotropie « en couches », c'est-à-dire où $v_1 = v_2$ la valeur de la charge limite est représentée dans la figure 16.

Ce diagramme peut être utilisé pour l'estimation de la charge limite des planchers-champignons. L'expression (55) est confirmée par l'analyse statique. Il est utile d'observer

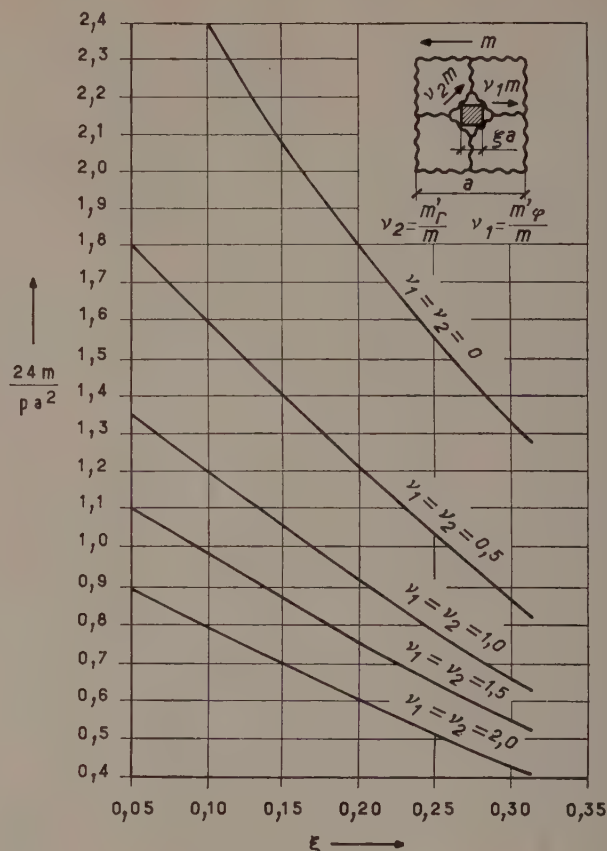


FIG. 16.

que de la relation (55) on peut tirer différentes conclusions concernant le choix rationnel des quantités v_1 et v_2 . Par exemple, on arrive à la conclusion pratique que pour $\xi > 0,10$, l'influence du paramètre v_1 (celui de l'armature circonférentielle) sur la capacité portante est plus grande. De la figure 16 il résulte d'autre part que la capacité portante varie presque linéairement avec la largeur de l'appui du plancher (le sommet du poteau).

En utilisant la méthode décrite dans la section précédente, les relations statiques du type (28), et le postulat des moments égalisés, on peut obtenir une équation qui permet de déterminer la forme rationnelle du chapiteau du poteau, par analogie avec (52) qui permet de déterminer l'épaisseur d'une plaque rectangulaire. On peut aussi, avec une épaisseur constante, chercher la fonction optimale de distribution des armatures dans une dalle non-homogène.

DEUXIÈME PARTIE

VOILES MINCES

7. VOILES CYLINDRIQUES ORTHOTROPES

7.1. Les problèmes de charge limite des voiles (cf. [2 b], [5], [8], [16], [18]) ont jusqu'ici été beaucoup moins étudiés que ceux des plaques. La raison principale en est que, même en utilisant une condition de plasticité linéarisée, on obtient des équations différentielles non linéaires pour représenter l'état des forces internes et celui des accroissements de déplacements.

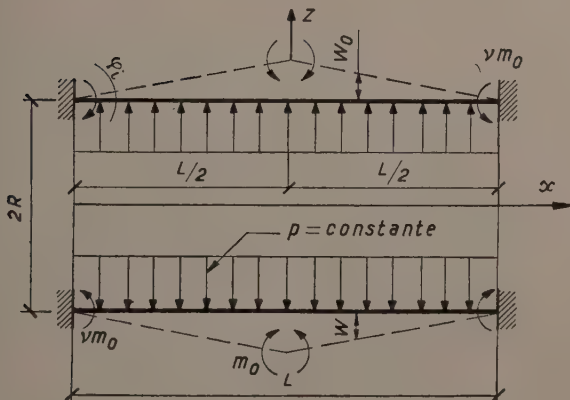
Avant de traiter rigoureusement le problème de la charge limite des voiles, nous montrerons la possibilité d'utiliser la méthode de l'analyse cinématique, essentiellement semblable à celle de la théorie des plaques, et habituellement appelée la théorie des lignes de rupture. A cet effet, considérons un voile cylindrique de longueur L , soumis à l'action d'une pression uniforme p . Nous supposons que le voile est encastré aux bords et que le moment fléchissant limite de la surface latérale du cylindre est m_0 , l'effort circonférentiel limite étant n_0 . Le voile est de constitution « en couches », ce qui signifie que les moments d'encastrement limites peuvent différer de m_0 , et être, par exemple, égaux à νm_0 (fig. 17).

Les relations habituelles déplacements-déformations sont :

$$\varepsilon_\varphi = \frac{w}{R}, \quad \varepsilon_x = \frac{du}{dx} - z \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{du}{dx} - z v_x \quad (56)$$

où ε_φ , ε_x désignent respectivement la déformation circonférentielle de la déformation axiale, tandis que u et w représentent les déplacements axial et radial, z étant la distance de la couche considérée à la surface médiane. L'accroissement de travail spécifique des forces intérieures est égal à :

FIG. 17.



$$d = \int_{-h}^{+h} (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_\varphi \varepsilon_\varphi) dz. \quad (57)$$

En reportant les valeurs de ε_x et ε_φ données par (56) dans cette équation et en se rappelant que le signe de la courbure est opposé à celui du moment, nous obtenons, avec les conventions de signe de la figure 17, l'expression :

$$D = \int_A (m_x v_x + n_x \frac{du}{dx} + n_\varphi w) dA; \quad (58)$$

les moments circonférentiels n'interviennent pas dans le travail parce que, pour une charge symétrique par rapport à l'axe, la courbure circonférentielle est $v_\varphi = 0$. S'il existe des lignes de discontinuité, il faut naturellement tenir compte du travail additionnel des forces généralisées le long des lignes de discontinuité correspondantes, dans des conditions analogues à celles par exemple, de l'équation (20).

7.2. Dans le cas du voile cylindrique considéré, on suppose que :

$$w = w_0 \left(1 - \frac{2x}{L}\right), \quad u = 0, \quad (59)$$

et

$$m_x = m_0, \quad n_\varphi = n_0.$$

L'accroissement de travail des charges extérieures est donné par l'équation (19). En calculant le travail des forces intérieures (compte tenu des lignes de discontinuité pour $x = 0$, $x = \pm L/2$), nous voyons que la valeur de la charge limite (d'après l'analyse cinématique) est :

$$p = \frac{\Sigma m_i \varphi_i L_i + \int_A d dA}{\int w dA} = \frac{8 m_0}{L^2} (1 + \nu) + \frac{n_0}{R}. \quad (60)$$

Cette équation met en évidence que dans le cas où $n_0 = 0$, c'est-à-dire dans le cas où le voile n'est pas capable de supporter des forces circonférentielles normales quelconques, il est composé d'une série de « poutres » formant la surface cylindrique. Au contraire, si $m_0 = 0$, il travaille comme une série d'anneaux.

7.3. L'analyse statique exige la représentation de la condition de plasticité dans l'espace des forces généralisées. Connaissant les relations entre les forces intérieures pendant le phénomène de plastification du voile, on peut, en utilisant les conditions d'équilibre, déterminer le champ statiquement admissible de forces intérieures et, par suite, l'une des limites inférieures de la charge limite. Ainsi, par exemple, pour un voile « en couches » dont le matériau présente la même limite élastique en traction et en compression, on trouve que les champs statiquement admissibles des forces intérieures sont déterminés par les équations suivantes :

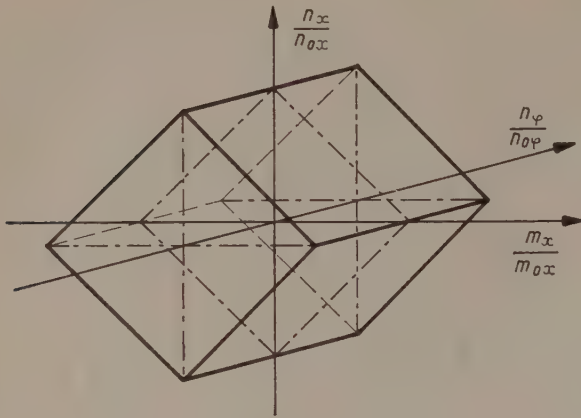


FIG. 18.

$$-1 \leq \frac{n_x}{n_o} - \frac{m_x}{m_o} \leq 1; \quad -1 \leq \frac{n_x}{n_{ox}} + \frac{m_x}{m_{ox}} \leq 1;$$

$$-1 \leq \frac{n_\phi}{n_o} \leq 1; \quad (61)$$

où n_{ox} , $n_{o\phi}$, m_{ox} désignent respectivement les modules de plasticité en traction axiale, traction circonférentielle et flexion de la surface latérale.

La surface limite (de plasticité), dans ce cas, est représentée dans la figure 18.

La capacité portante du voile « en couches » considéré ci-dessus peut, pour le cas $\nu = 1$, être déterminée par l'analyse statique en utilisant les équations d'équilibre d'un élément du voile et l'équation correspondante de la surface de plasticité. Si $n_x = 0$, l'équation d'équilibre est :

$$\frac{d^2 m_x}{dx^2} = p - \frac{n_\phi}{R}, \quad (62)$$

et l'équation de la courbe limite (de plasticité) tirée de (61) est :

$$n_\phi = \pm n_o, \quad -m_o \leq m_x \leq m_o, \quad (63)$$

$$m_x = \pm m_o, \quad -n_o \leq n_\phi \leq n_o. \quad (64)$$

Dans le cas présent, les conditions aux limites,

$$m\left(\pm \frac{L}{2}\right) = m_{ox}, \quad m(0) = -m_{ox}, \quad m'(0) = 0, \quad (65)$$

montrent qu'ici l'équation (63) est applicable, l'équation (64) représentant le cas de flexion pure avec traction circonférentielle non uniforme. En intégrant et en utilisant les conditions aux limites données en fonction des forces par (65), on obtient :

$$p = \frac{16 m_o}{L^2} + \frac{n_o}{R}, \quad (66)$$

d'autre part les moments fléchissants sont déterminés par la relation :

$$m_x = \left(p - \frac{n_o}{R}\right) \frac{x^2}{2} - m_o. \quad (67)$$

Cet exemple simple explique la différence entre l'analyse cinématique et l'analyse statique et montre que la charge limite peut être estimée par l'une ou l'autre méthode; toutefois pour déterminer le champ de forces internes (dans le cas présent, les moments méridiens et les forces circonférentielles), l'analyse statique est nécessaire.

7.4. Pour obtenir dans le cas des voiles orthotropes l'équation de la surface de plasticité, ou, dans le cas d'un voile cylindrique non soumis à des forces axiales, la courbe de plasticité, nous utiliserons à présent la condition Huber-Mises généralisée pour des corps plastiquement anisotropes, en fonction des contraintes principales :

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 \left(\frac{1}{\sigma_{o1}^2} + \frac{1}{\sigma_{o2}^2} - \frac{1}{\sigma_{o3}^2} \right) + \frac{\sigma_2^2}{\sigma_{o2}^2} = 1. \quad (68)$$

En posant $\sigma_1 = \sigma_x$, $\sigma_2 = \sigma_\phi$ et en désignant les limites de plasticité (par rapport à une valeur particulière) par :

$$\sigma_{o2} = \kappa \sigma_o, \quad \sigma_{o3} = \lambda \sigma_o, \quad \sigma_{o1} = \sigma_o, \quad (69)$$

et en introduisant les relations entre les contraintes et les forces intérieures sous la forme $n_o = 2 \kappa h \sigma_o$, $m_o = \sigma_o h^2$ où h représente la moitié de l'épaisseur de la paroi, nous obtenons finalement les relations suivantes pour le voile cylindrique :

$$N^2 + M^2 \left[1 - \frac{\kappa^2}{4} \left(1 + \frac{1}{\kappa} - \frac{1}{\lambda} \right)^2 \right] = 1, \quad (70)$$

$$M_\phi = \frac{\kappa}{2} \left(1 + \frac{1}{\kappa} - \frac{1}{\lambda} \right) M = \frac{\omega}{2} M, \quad (71)$$

dans lesquelles

$$N = \frac{n_\phi}{n_o}, \quad M = \frac{m_x}{m_o}, \quad M_\phi = \frac{m_\phi}{m_o}. \quad (72)$$

La représentation graphique de ces relations est donnée dans la figure 19. A titre comparatif, les courbes de

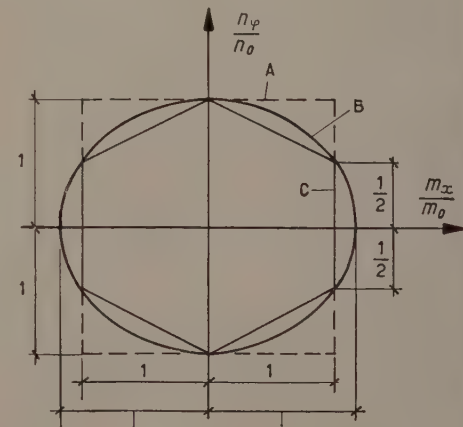


FIG. 19.

$$\frac{2}{\sqrt{4 - \kappa^2 (1 + 1/\kappa - 1/\lambda)^2}} \quad \frac{2}{\sqrt{4 - \kappa^2 (1 + 1/\kappa - 1/\lambda)^2}}$$

- A — Contrainte normale maximale.
- B — Huber-Mises.
- C — Coulomb-Tresca.

plasticité pour différentes autres conditions de plasticité sont également données, pour un voile cylindrique orthotrope (cf. [16]).

Sur cette base, et en exprimant s'il est utile, d'une façon approchée la condition de plasticité non linéaire à l'aide d'une condition linéarisée, nous avons obtenu plusieurs solutions par la méthode de l'analyse statique comme par la méthode de l'analyse cinématique pour des voiles cylindriques orthotropes soumis à la pression d'un liquide (variable avec la coordonnée verticale). Il convient d'observer que pour ces types de charge, les voiles peuvent subir une destruction partielle. Dans les cas de ce genre, l'écoulement plastique ne se produit pas nécessairement dans la totalité du voile au moment où sa capacité portante est épuisée. La figure 20, qui a pour objet d'illustrer le phénomène de destruction partielle, représente plusieurs exemples de distribution des moments pour un voile supporté à l'extrémité par des anneaux raidisseurs.

La charge limite et la distance du cercle d'articulation sont données par les expressions :

$$P_0 = \frac{3(1 - 2\xi_1)}{3\xi_1^2 - 6\xi_1 + 2} = \frac{P(0)n_0}{R}, \quad (73)$$

$$c^2 = \frac{2(3\xi_1^2 - 6\xi_1 + 2)}{\xi_1^2(\xi_1 - 1)^2}, \quad (74)$$

où $\xi = x/L$; $c^2 = L^2 n_0 / R m_0$ représente le paramètre qui caractérise les dimensions et l'orthotropie du voile.

La figure 21 illustre la variabilité des charges de rupture pour les voiles orthotropes de ce type. Si l'on part du paramètre $c^2 = 62,9$, la destruction partielle se produit suivant le diagramme des moments représenté à la figure 20.

Il convient d'ajouter que l'on peut également déterminer pour l'analyse et pour la synthèse des voiles le coefficient d'orthotropie plastique le plus « économique ».

$$\alpha) 0,424 \leq \xi_1 \leq 0,333 \\ 0 < c^2 \leq 13,5$$

$$\beta) 13,5 < c^2 \leq 62,9 \\ 0,211 \leq \xi_1 \leq 0,333$$

$$\gamma) 62,9 \leq c^2 \\ \xi_1 \leq 0,211$$

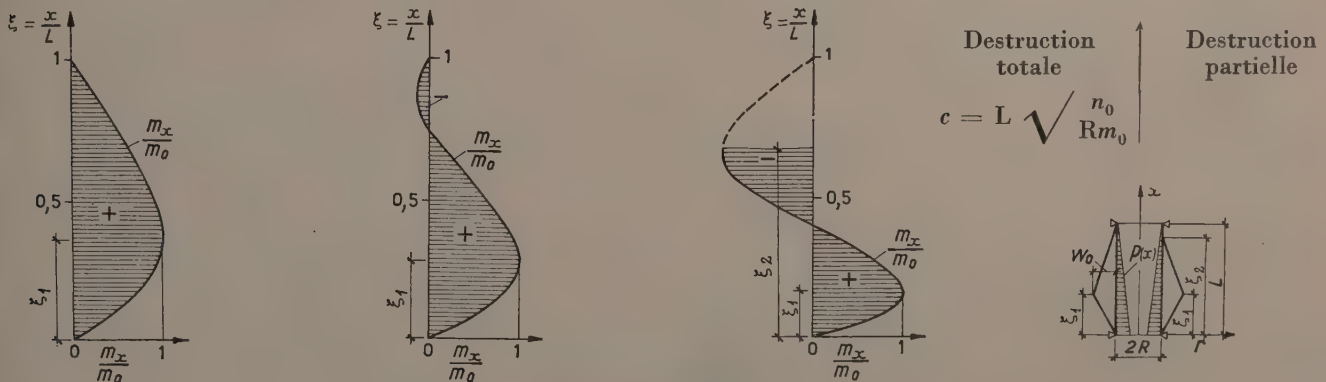


FIG. 20.

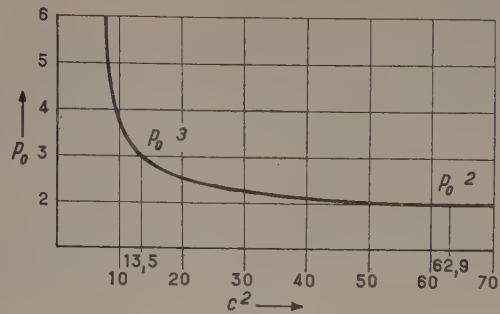


FIG. 21.

8. VOILES NON-HOMOGÈNES

8.1. Pour les voiles non-homogènes, l'équation de l'hypersurface de plasticité dépend non seulement des composantes des forces intérieures S_i , mais encore des coordonnées du point considéré :

$$F = [S_i, K(x_k)], \quad (75)$$

où $K(x_k)$ ($k = 1, 2, 3$) est une fonction déterminant la non-homogénéité plastique. Par conséquent, l'introduction de la notion de non-homogénéité plastique complique le problème du calcul à la rupture des voiles. Toutefois, il existe un aspect pour lequel l'introduction de la notion de non-homogénéité peut faciliter le calcul (la synthèse) ou bien permettre la détermination de la charge limite pour des voiles d'un type de non-homogénéité donné; ce peut être le cas, par exemple, pour les voiles préfabriqués.

Considérons, par exemple, un voile de révolution soumis à une charge symétrique par rapport à son axe, en admettant qu'il se trouve à l'état de membrane. Ces voiles sont isostatiques et, dans le cas général, il n'est pas possible d'atteindre l'état plastique du voile entier sans affecter

l'état de membrane. Toutefois, en choisissant une non-homogénéité plastique convenable, un voile de ce genre peut devenir entièrement plastique. Ainsi, par exemple, un voile sphérique de rayon R , formé d'un matériau soumis à la condition Huber-Mises, passe entièrement à l'état plastique si la non-homogénéité est déterminée par la relation :

$$K(\varphi) = (R^2 Z^2 - 3 R Z n_\varphi + 3 n_\varphi^2)^{1/2}, \quad (76)$$

où :

$$n_\varphi = -\frac{P}{2 \pi r_0 \sin \varphi}. \quad (77)$$

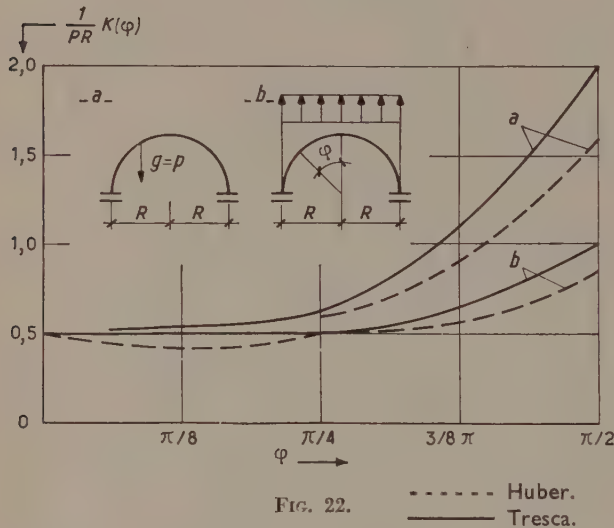


FIG. 22. — — — — Huber.
———— Tresca.

Dans ces expressions Z désigne la composante de la charge extérieure normale à la surface du voile, P indiquant la force verticale totale agissant sur la portion du voile coupée par un plan, r_0 étant le rayon du cercle d'intersection correspondant. La condition de Coulomb-Tresca conduit à une fonction de non-homogénéité un peu différente. La figure 22 montre des exemples de non-homogénéité (par exemple épaisseur non uniforme) pour un voile passant entièrement à l'état plastique, lorsqu'il est soumis respectivement à l'action de son poids propre ou bien d'une charge uniforme.

8.2. A l'aide des équations (76) et (77), on peut rechercher de nouvelles formes de voiles caractérisées par certaines particularités définies telles que forces de membrane égalisées, moment limite défini, etc. Ainsi par exemple, pour des voiles sphériques, le postulat :

$$n = n_\varphi, \quad (78)$$

conduit à la fonction de non-homogénéité

$$K(\varphi) = \frac{P_0 R}{2} e^{\varphi}. \quad (79)$$

La détermination des champs d'accroissements de déplacement pour les voiles non-homogènes ne diffère pas, en principe, de la méthode suivie dans le cas des constructions homogènes. Toutefois, le nombre de solutions concernant les voiles plastiquement non-homogènes est encore faible, ce qui empêche de traiter plus avant le problème, et ne permet que d'indiquer brièvement les idées principales.

9. BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. CRAEMER : Ideal-plastische isotrope und orthotrope Platten bei Vollaussnutzung aller Elemente (Plaques isotropes et orthotropes parfaitement plastiques en cas d'utilisation complète de tous les éléments). Ingenieur-Archiv, 1955, n° 3.
- [2a] D. C. DRUCKER, W. PRAGER, H. I. GREENBERG : Extended limit design theorems for continuous media (Théorèmes pour le calcul à la rupture appliqué aux milieux continus). Quart. Appl. Math., Vol. 9, 1952.
- [2b] D. C. DRUCKER : Limit analysis of cylindrical shells under axially-symmetric loading. (Calcul à la rupture des voiles cylindriques soumis à une charge symétrique par rapport à l'axe). Proc. First Midw. Conf. Solid Mech. 1953.
- [3] A. A. GVOZDEV : Évaluation de la charge limite pour les constructions hyperstatiques (en russe). Proekt i Standart, n° 8, 1934.
- [4] R. HILL : The Mathematical Theory of Plasticity (La Théorie Mathématique de la Plasticité). Oxford, 1950.
- [5] P. G. HODGE : Rigid-plastic analysis of symmetrically loaded cylindrical shells (Etude rigido-plastique des voiles cylindriques symétriquement chargés). Journal of App. Mech. 1954, n° 3.
- [6] H. G. HOPKINS, W. PRAGER : Load carrying capacities of circular plates. (Capacités de charge des plaques circulaires). Journ. Mech. Phys. Solids, 1953.
- [7] K. W. JOHANSEN : Brudlinienteorier (La théorie des lignes de rupture) Gjerups Forlag, Copenhague, 1943.
- [8] D. NIEPOSTYN : Limit analysis of an orthotropic circular cylinder (Calcul à la rupture d'un cylindre circulaire orthotrope). Arch. Mech. Stosow. 1956, n° 4.
- [9] D. NIEPOSTYN : Nośność graniczna prostokątnych płyt ortotropowych obciążonych w sposób ciągły. (Capacité de charge limite des plaques orthotropes rectangulaires uniformément chargées). Zesz. Nauk. Polit. Warsz. Budownictwo 1956, n° 6.
- [10] W. OLSZAK : Teoria nośności granicznej płyt ortotropowych. (Théorie de la capacité de charge limite des plaques orthotropes). Budownictwo Przemysłowe 1953, nos 7-8.
- [11] W. OLSZAK : Zagadnienie ortotropii w teorii nośności granicznej płyt. (Problèmes d'orthotropie dans la théorie de la capacité de charge limite des plaques). Arch. Mech. Stos. 1953, n° 3.
- [12] W. OLSZAK : Probleme der Grenzlasttheorie der Orthotropen Platten. (Problèmes de la théorie de la charge limite des plaques orthotropes). Acta Technica Acad. Scien. Hung. 1956, nos 1-2.
- [13] W. OLSZAK : O podstawach teorii ciał spęzystoplastycznych niejednorodnych. (Sur la théorie de base des corps rigides plastiques non-homogènes). Arch. Mech. Stos. 1954, nos 3-4.

- [14] W. OLSZAK : Plane problems of the theory of plastic flow of non-homogeneous bodies. (Problèmes plans de la théorie de l'écoulement plastique des corps non-homogènes). *Bull. Acad. Pol. Sci.* 1955, n° 3.
- [15] W. OLSZAK, P. PERZYNA : Extremum theorems in the theory of plasticity of non-homogeneous and anisotropic bodies. (Théorèmes de limites dans la théorie de la plasticité des corps non-homogènes et anisotropes). *Arch. Mech. Stos.* 1957, n° 6.
- [16] W. OLSZAK, A. SAWCZUK : Die Grenztraffähigkeit von Zylindrischen Schalen bei versch iedenen Formen der Plastizitätsbed ingung. (La capacité de charge limite des voiles cylindriques pour différentes formes de la condition de plasticité). *Acta Technica Acad. Sci. Hung.* 1959, n°s 1-2.
- [17] W. OLSZAK, W. URBANOWSKI : The plastic potential and the generalized istortion energy in the theory of non-homogeneous anisotropic elasto-lastic bodies. (Le potentiel plastique et l'énergie de déformation généralisée dans la théorie des corps élasto-plastiques anisotropes non-homogènes). *Arch. Mech. Stos.* 1956, n° 4.
- [18] E. T. ONAT, W. PRAGER : Limit analysis of shells of revolution. (Calcul à la rupture des voiles de révolution). *Koninkl. Nederl. Akad. van Wettenschappen, Proceedings, Série B* 1954, n° 5.
- [19] W. PRAGER, P. G. HODGE Jr. : Theory of perfectly plastic solids. (Théorie des solides parfaitement plastiques). New York 1951.
- [20] W. PRAGER : General theory of limit design. (Théorie générale du calcul à la rupture). *Proc. 8 th Congr. of Appl. Mech.* Istanbul, 1952.
- [21] W. PRAGER : An introduction to plasticity, Addison-Wesley, Reading London 1959.
- [22] A. R. RJANITSZYN : Calcul des constructions compte tenu des propriétés plastiques des matériaux (en russe), Moscou 1949, 2^e édit. 1954.
- [23] A. SAWCZUK : O możliwościach praktycznego korzystania z rozwiązan teorii nośności granicznej płyt. (Sur les possibilités de l'utilisation pratique des solutions de la théorie de la charge-limite des plaques), *Arch. Inz. Lad.*, 1956, n°s 1-2.
- [24] A. SAWCZUK : Grenztragfähigkeit der Platten. (La capacité portante des plaques), *Bauplanung und Bautechnik* 1957, n°s 7-8, et aussi *Béton Armé*, 1959 n°s 14-15.
- [25] A. SAWCZUK : Some problems of load carrying capacities of orthotropic and non-homogeneous plates, *Arch. Mech. Stos.* 1956, n° 4.
- [26] A. SAWCZUK : Nośność graniczna stropów grzybkowych. (La capacité portante des planchers à champignons), *Vol. Annivers. Prof. W. Wierzbicki*, Varsovie 1959.
- [27] A. SAWCZUK, M. KWIECINŚKI : Nośność graniczna ustrojów płytowo-żebrowych. (La capacité portante des systèmes dalles-nervures), *Arch. Inz. Lad.*, 1957, n° 2
- [28] Z. SOBOTKA : Theorie plasticity a meznich stavu stavebnich konstrukci. (La théorie de la plasticité et des états limites des constructions), Prague 1955.
- [29] R. H. WOOD, *Studies in composite constructions, Part. II*, London 1955.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. Olszak de sa très belle conférence. Est-ce que quelqu'un a des points particuliers à soulever ou des explications à demander ?

M. L'HERMITE. — M. OLSZAK nous a fait deux très intéressantes conférences ayant permis de voir, malheureusement un peu superficiellement, quelles sont ses idées, je pense que si le texte en est publié cela nous permettra d'approfondir nos études en nous donnant un document. Tout ce que vous avez dit, est intéressant, et passionnant, mais nous aimerions pouvoir le revoir en détail.

Avant de rédiger ses conférences s'il a le temps de le faire, M. OLSZAK pourrait dès à présent nous donner une bibliographie de ses travaux et de ceux de ses collaborateurs sur la question. Cela nous permettrait de nous procurer les documents que vous avez évoqués ici et de les étudier.

M. BILLIARD. — Nous attacherions le plus grand prix à avoir une documentation et pouvoir étudier à tête reposée tout ce que vous nous avez exposé et qui est si passionnant.

M. OLSZAK. — Je peux donner dès maintenant la bibliographie

que vous demandez. Quant à la rédaction, c'est un peu plus compliqué, car la plupart de mes documents sont en polonais et une partie est en anglais. Je crois que si vous me donnez quelques mois je pourrai vous faire parvenir une publication qui résumerait ces compte rendus.

M. LE PRÉSIDENT. — Y a-t-il d'autres observations ?

M. PASCAL. — J'aimerais bien qu'un ouvrage rédigé en français sur la théorie de M. OLSZAK puisse être répandu dans les bureaux d'études. Les idées exposées ici sont très intéressantes au point de vue économique et au point de vue sécurité.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne suis pas très compétent en la matière. Mais ce qui m'a peut-être le plus frappé dans cette remarquable conférence et dans les travaux dont M. Olszak nous a parlé, c'est de voir que le souci constant n'était pas seulement d'étudier un phénomène, mais de se servir de la théorie et de l'expérimentation, pour arriver à réaliser et à tirer de ces études des conséquences heureuses pour la diminution des prix de revient. Toutes les questions touchant les tuyaux me paraissent être une chose tout à fait remarquable et intéressante.

M. Le Président. — Je félicite très sincèrement M. Olszak de cette conférence et je le félicite également pour la première qu'il a bien voulu nous donner à l'Université.

Je n'ai pas fait un excellent président de séance, car en vous présentant le conférencier j'aurais dû vous dire qu'il est membre de l'Académie des Sciences de Pologne, et que d'autre part il ne travaille pas seul et a de très nombreux collaborateurs. Je lui souhaite bonne chance et bonne continuation dans ses travaux, ainsi qu'à son école.

Nous sommes très contents d'avoir pris contact avec un pays auquel nous sommes attachés par des liens d'amitié, mais dont nous ignorons parfois les travaux scientifiques. Et les relations directes entre les hommes rendent les choses plus faciles que les échanges de correspondance.

Je félicite, en votre nom à tous, notre conférencier.

(Reproduction interdite.)



Série : *BÉTON. BÉTON ARMÉ (58)*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

Séance du 4 mars 1958

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. P. LEBELLE,**

Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics

Compte rendu des essais effectués en vue de fixer les
**CONDITIONS D'EMPLOI DES ACIERS A HAUTE ADHÉRENCE
DES TREILLIS SOUDÉS ET DES TOLES DÉPLOYÉES**

PREMIÈRE PARTIE

**ESSAIS DE GRANDES POUTRES EN T AVEC OU SANS TALON
RECHERCHE D'UN PROFIL OPTIMAL D'ACIER A 60 kg/mm²
DE LIMITE ÉLASTIQUE**

par

J. PERCHAT,

Ingénieur des Arts et Manufactures

et

Y. SAILLARD,

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées

Directeur Technique de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment armé

LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
CHAMBRE SYNDICALE DES CONSTRUCTEURS EN CIMENT ARMÉ
ASSOCIATION FRANÇAISE DES PONTS ET CHARPENTES

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Je dois d'abord vous présenter les excuses de M. Brice, qui s'est trouvé empêché de présider cette conférence à la suite d'un déplacement qu'il a dû faire inopinément en province ; c'est lui qui présidera, par contre, la séance de la semaine prochaine.

Le sujet de notre réunion d'aujourd'hui est nécessairement assez austère puisqu'il s'agit de rendre compte d'expériences précises et méticuleuses, qui avaient pour but de donner à une commission créée pour définir les conditions d'utilisation des aciers à haute adhérence nouvellement apparus sur le marché français (aciers durs naturels ou aciers écrouis à froid), tous les renseignements utiles. Ces expériences qui se sont poursuivies pendant trois ans ont porté d'une part sur des poutres de volume assez important ayant 90 cm de hauteur de section et 7,50 m de portée, qui peuvent être considérées comme les poutres d'un pont ou les poutres maîtresses d'un bâtiment lourdement chargé et, d'autre part, sur des poutres plus nombreuses que les précédentes, mais dont les dimensions plus modestes les apparentent à celles que l'on rencontre couramment dans les bâtiments d'habitation.

L'exposé comprendra deux parties :

— la première partie relative aux questions intéressant plus spécialement la résistance et la déformation des poutres chargées, sera traitée par M. Perchat, attaché à la Direction de l'Institut Technique depuis quatre ans déjà. M. Perchat est Ingénieur des Arts et Manufactures et je me félicite beaucoup de l'avoir à mes côtés car il me rend de signalés services grâce à son esprit méthodique, ingénieux, et à sa très grande conscience professionnelle.

— la seconde partie relative à la fissuration, sera traitée par M. Saillard, qui, lui, s'est attaché depuis plusieurs années à ce problème avec beaucoup de soin et de compétence. M. Saillard est Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées dont il est sorti en 1947. Après avoir débuté dans l'agence d'une entreprise au Maroc, où il s'occupait de terrassements et de travaux publics, il est depuis 1952 Directeur des services techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé et depuis la constitution du Comité Européen du Béton, secrétaire général de ce comité. Dans ces deux postes, sa puissance de travail et sa grande obligeance ont pu être appréciées de tous ceux qui l'ont approché.

Comme nous avons beaucoup de choses à entendre, je ne vais pas empiéter sur ce que vont dire les conférenciers et je passe immédiatement la parole à M. Perchat.

RÉSUMÉ

Pour l'établissement des nouvelles règles pour l'utilisation du béton armé, il était nécessaire d'effectuer des essais en vue de déterminer la contrainte de traction admissible en service pour les aciers à haute résistance et à haute adhérence actuellement fabriqués en France ainsi que les coefficients de fissuration et de scellement de ces aciers.

Le présent article, consacré à la première partie du programme des essais traite :

1° Des essais de treize poutres en T avec ou sans talon, de 7,50 m de portée et de 9,90 cm de hauteur armées d'aciers doux lisses (A 42), d'aciers Caron, crénelé Sidélor, Tentor, Tor 40, Tor 60 et Tor 80.

Mesures des déformations — Sécurité à la rupture — Application de la méthode de M. CHAMBAUD — Application comparée des diverses théories de calcul de la fissuration — Ouvertures admissibles pour les fissures — Contraintes maximales admissibles en service en fonction de ces ouvertures.

2° De la recherche d'un profil optimal d'acier d'armature à 60 kg/mm² de limite élastique.

Comparaison des profils prototypes d'acier Tor 60 et de profils commerciaux d'aciers Kam 60 suédois, Tor 60 autrichien et Tor 60 suisse. Essais de trente-six poutrelles, de 3 m de portée.

La deuxième partie du programme d'essais (essais de petites poutres et de dalles) fera l'objet d'une publication ultérieure.

SUMMARY

In order to draw up the new rules for reinforced concrete it was necessary to carry out tests with a view to determining the working stress for high strength and high-bond steels at present manufactured in France, as well as the cracking and sealing coefficients of these steels.

The present article, devoted to the first part of the testing program, deals with :

1° The testing of thirteen T-beams with or without heel with a span of 23.6 ft. and a height of 35.4 in reinforced with smooth mild steel bars (A 42), Caron, deformed bars Sidélor, Tentor, Tor 40, Tor 60 and Tor 80 steel bars.

Measurement of strains—Safety at rupture—Application of the Chambaud method—Comparative application of the various theories of calculation of cracking—Admissible gaps for the cracks—Maxima working stresses in terms of these gaps.

2° The search for an optimum reinforcement steel section having a yield strength of 85 lb per sq. in.

Comparison of the Tor 60 prototype steel sections and of commercial sections of Swedish Kam 60, Austrian Tor 60 and Swiss Tor 60 steels. Testing of 36 joists, with a 9.8 ft. span.

The second part of the testing program (tests of small beams and slabs) will be dealt with in a subsequent publication.

Le long délai qui s'est écoulé entre le moment où cette conférence a été prononcée et celui où elle est publiée est dû à des études qui ont été poursuivies jusqu'à ces derniers mois en vue de donner des renseignements plus complets sur le sujet traité.

EXPOSÉ DE M. PERCHAT

INTRODUCTION

Dès les premières applications du béton armé, il a été reconnu que le rond lisse est loin d'avoir la forme assurant la meilleure liaison mécanique avec le béton. Le 16 juillet 1878, la Gazette de l'Office des Brevets des États-Unis publiait un brevet de Thaddeus HYATT, l'un des précurseurs américains du béton armé, dans lequel celui-ci affirmait préférer « l'emploi d'un métal spécialement laminé pour cet usage et muni de bosses et protubérances en surface ». Six ans plus tard, son compatriote E. L. RANSOME faisait breveter le carré torsadé à froid, première barre étudiée en vue d'obtenir une meilleure adhérence.

Par la suite, de nombreuses barres dites « déformées » sont apparues aux États-Unis : carré à nervures transversales (acier Cup), carré ondulé (acier Johnson), carré torsadé à nœuds (acier Lug), rond crénelé à nervures obliques (acier Diamond-Mueser), fers à nœuds (acier Thatcher), fers ondulés, barres Webrib, etc... Ces différents types de barres ont fait l'objet de nombreux essais dont les premiers en date sont ceux du professeur TALBOT [1] en 1904.

En Europe, l'acier Isteg (Internationale Stegdecken) apparu en Autriche entre 1920 et 1930, a été remplacé quelques années plus tard par l'acier Tor. A l'exemple de l'Autriche, d'autres pays ont mis au point leur propre profil de barre à haute adhérence ^(*).

Parmi ceux-ci on peut citer : la Suisse (acier Caron), l'Allemagne (acier Drillwust), la Pologne (acier Griffel), la Suède (acier Kam), la Tchécoslovaquie (acier Roxor), la Hongrie (acier Sigma), le Danemark (acier Tentor), la Hollande (acier Torwa).

Mais le problème ne réside pas uniquement dans l'obtention d'une haute adhérence : il est lié à la possibilité d'augmenter simultanément les contraintes admissibles en service. Un complément d'adhérence s'avère pratiquement inutile pour l'acier doux, mais est indispensable pour les aciers travaillant en service sous contraintes élevées, donc les aciers durs. La combinaison d'une haute résistance et d'une haute adhérence présente alors un intérêt certain. Pour un grand nombre des barres ci-dessus énumérées le métal de base est un acier doux ou mi-doux et l'élévation des caractères mécaniques est très heureusement réalisée par la déformation imposée lors même de la mise en forme (relaminage, écrouissage par

traction ou torsion etc...). On peut évidemment partir aussi d'acier naturellement dur.

Pour connaître les propriétés de ces aciers de nombreuses études accompagnées de recherches ont été effectuées dans les pays cités ci-dessus comme en témoigne une bibliographie assez volumineuse. Rien qu'en Allemagne, des essais de simples barres torsadées ont été poussés très loin par le *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton*, à la suite des premières expériences de BACH et GRAF [2] en 1908.

En face de cette avalanche ^(*), la France n'aligne que peu d'études expérimentales — deux exactement — sur cette question : celle de MM. LOSSIER et BLEVOT [3] en 1937 sur les aciers à haute résistance et les aciers spéciaux dans la construction en béton armé et celle de MM. BALENCY-BEARN et CHEFDEVILLE [4] en 1946 sur l'utilisation des aciers durs crénelés dans les constructions en béton armé. Cela vient de ce qu'en France, les Forges ne fabriquaient, jusqu'à ces dernières années, pratiquement pas d'aciers de ce type.

Actuellement, les constructeurs disposent de différents types de barres à haute adhérence et à haute résistance issus de nos Forges, et le problème était de savoir quelle contrainte on pouvait admettre en service pour ces barres avant d'être limité par la fissuration du béton tendu ou encore par l'importance des déformations. Les contraintes admissibles en traction varient en effet dans de larges limites d'un pays à l'autre. La plupart d'entre eux ont adopté 24 kg/mm² mais l'Autriche et la Suisse autorisent 35 kg/mm² dans certains cas. En France jusqu'à présent, en l'absence de règles officielles, on se contentait d'appliquer à tous les profils les « Règles 1948 ronds n° 40-60 » uniquement conçues, en toute rigueur, pour le rond crénelé du projet de norme A 45004 d'octobre 1948.

Aussi, en vue de l'établissement de règles mieux adaptées à ces nouvelles armatures, des essais systématiques ont-ils été entrepris aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*. Commencés en 1954, ils viennent de s'achever par des essais de panneaux de dalles armés de tôles déployées.

Avant d'en donner le compte rendu, il apparaît indispensable de décrire les différentes barres sur lesquelles ont porté les essais.

(*) Cette appellation est préférable à « barre à adhérence améliorée ». Un rond « lisse » piqué de rouille présente par rapport à un rond intact une adhérence améliorée sans avoir pour autant une haute adhérence.

(*) Une liste d'ouvrages et d'articles, européens et en majorité autrichiens ou suisses, traitant des aciers à haute adhérence a été établie par le Dr SORETZ en 1956 (« Literatur über Tor-Stahl »). On y relève soixante-cinq titres dont vingt-sept consacrés uniquement à l'acier Tor.

DESCRIPTION DES BARRES SOUMISES AUX ESSAIS

Les aciers à haute adhérence et à haute résistance, puisqu'ils ont tous des limites élastiques supérieures à 40 kg/mm^2 , qui ont été soumis aux essais sont les suivants (fig. 1) :



FIG. 1. — Barres soumises aux essais.

- a) acier Caron
- b) acier crênelé
- c) acier Tentor
- d) acier Tor.

1° l'acier Caron, fabriqué par la *Société Lorraine-Escout*, qui est un acier doux Thomas, laminé à chaud en barres carrées à angles fortement arrondis, et dont les propriétés mécaniques sont relevées par un torsadage à froid. A l'époque des essais, le pas de torsadage était de sept fois le côté du carré. Actuellement, il est de dix fois ce côté;

2° l'acier crênelé, produit par l'*Union Sidérurgique de Lorraine (SIDELOR)*, qui est un acier brut de laminage et naturellement dur. Le profil des barres est défini dans le projet de norme A 45004 et, comme on l'a déjà dit, ce sont les barres de ce type que visaient les règles 1948 ronds n° 40-60;

3° l'acier Tentor de la *Société Métallurgique de Knutange* qui se présente sous la forme d'un rond muni de deux nervures en forme d'hélice et diamétralement opposées entre lesquelles sont disposés des crêneaux obliques. Le relèvement des caractères mécaniques de l'acier de départ, voisin de l'acier 44-50 et de 29 à 30 kg/mm^2 de limite élastique, est obtenu par traction et torsion

simultanées à froid. A l'époque des essais, l'allongement permanent communiqué par traction était de 5% et le pas de l'hélice quatorze fois le diamètre nominal du rond.

Actuellement, l'allongement des barres est le même, mais la torsion a été un peu diminuée.

4° l'acier Tor des *Forges et Aciéries de Völklingen* fabriqué maintenant aussi par les filiales de la *Société « Acier Tor »*, qui est obtenu par torsion à froid d'une barre de section ronde munie de deux nervures diamétralement opposées. On obtient ainsi deux nervures hélicoïdales. L'acier Tor existe en trois nuances : Tor 40, Tor 60 et Tor 80, les nombres 40, 60 et 80 indiquant les limites élastiques minimales de chaque nuance.

L'acier Tor 40, le plus répandu, a déjà fait l'objet de nombreux essais principalement en Autriche, en Allemagne et en Suisse ⁽¹⁾. On l'obtient par torsadage de barres d'acier doux Thomas; le pas de torsion est de dix diamètres.

L'acier Tor 60, commence à se répandre à l'étranger.

Quant à l'acier Tor 80, il sort à peine du stade expérimental et sa fabrication industrielle n'est pas encore envisagée.

Les expériences entreprises sur ces différents aciers aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* ont porté, suivant un programme conçu et réglé dans tous ses détails d'exécution par M. LEBELLE, Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, sur des poutres de 90 cm de hauteur de section et de 7,50 m de portée et sur des poutres de $15 \times 24 \text{ cm}$ de section et de 3 m de portée.

Les essais sur grandes poutres étaient destinés d'une part à contrôler la validité des calculs dits « à rupture » pour les éléments de section importante et d'autre part, à étudier l'évolution de la fissuration sous charges croissantes.

Les essais sur petites poutres avaient pour but de préciser la contrainte admissible pour les aciers à haute adhérence et la contrainte à introduire dans les calculs « à rupture ». Ces essais ont été complétés par des essais dynamiques dont l'objet était d'examiner la tenue des poutres armées d'aciers à haute adhérence sous charges variables, et de préciser ainsi les conditions d'emploi de ces aciers pour la construction d'ouvrages soumis à ce genre de sollicitations, à des chocs ou des vibrations.

Enfin, les qualités d'adhérence de ces aciers ont été déterminées par des essais de fissuration par traction ou par flexion.

Les treillis soudés et les tôles déployées peuvent aussi être rangés dans la catégorie des armatures à haute adhérence et à haute résistance.

Les treillis soudés sont formés de fils tréfilés assemblés rigidement, en mailles carrées ou rectangulaires, par soudure électrique. Les fils utilisés, en acier doux Thomas, ont après tréfilage une limite d'élasticité conventionnelle supérieure à 45 kg/mm^2 et pouvant atteindre 60 kg/mm^2 .

⁽¹⁾ En Autriche : École Supérieure Technique de Vienne (Dr SALIGER) et Laboratoire Municipal de Vienne (Dr SORETZ). En Allemagne : Commission allemande du béton armé. En Suisse : Laboratoire fédéral d'essais des matériaux de Zürich (Prof. Rös).

Les tôles déployées (utilisées pour la première fois en 1893 par GOLDING aux États-Unis) sont des treillis à mailles en losange, obtenus en découpant incomplètement dans des tôles d'acier doux Thomas des lanières parallèles et en leur donnant simultanément par étirage la forme ondulée. Par suite de l'allongement permanent communiqué à chaque lanière l'acier est donc légèrement écroui.

Les qualités particulières d'adhérence de ces deux armatures spéciales proviennent pour la première des soudures et pour la seconde de la forme même des mailles. Les essais effectués sur ces armatures ont porté sur des panneaux de dalles de 50 cm de largeur et de :

— 8 cm de hauteur et 3 m de portée ou 12 cm de hauteur et 3,50 m ou 4 m de portée pour les treillis soudés ;

— 6, 8, 12 et 14 cm de hauteur pour des portées respectives de 2,40, 3,00, 4,00 et 4,50 m pour les tôles déployées.

ESSAIS DES GRANDES POUTRES

L'idée de ces poutres revient à M. LAZARD, Chef de la Division des Études Voies et Bâtiments de la S.N.C.F. qui, à la fin de l'année 1954, fit essayer aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* deux poutres en II armées l'une d'acier Tor 40, l'autre d'acier doux « Ponts et Chaussées », c'est-à-dire de nuance 24-42⁽³⁾.

Ces poutres représentaient une portion de tablier de pont rail de 7,50 m de portée, conçu pour supporter une locomotive de 100 t à cinq essieux de 20 t espacés de 1,50 m. Pour des raisons de commodité d'expérimentation, les charges appliquées avaient été réduites à quatre pour les essais. Cette disposition a été conservée dans les essais suivants, mais sur une proposition de M. LEBELLE, il a été décidé de scinder ces poutres en II en deux poutres en T, l'une à nervure rectangulaire relativement épaisse, l'autre à nervure amincie mais comportant à sa partie inférieure un talon pour loger les armatures principales tendues (fig. 2). Nous parlerons ainsi de poutres avec ou sans talon.

Les nouvelles poutres avaient une longueur de 8,80 m pour une portée libre de 7,50 m (rapport $h/l = 0,12$). Leurs abouts étaient renforcés de manière à assurer la stabilité en cours d'essai et à permettre l'ancrage des barres longitudinales.

Les armatures longitudinales de ces poutres étaient des aciers Caron, crénelé Sidélor, Tentor, Tor 60, Tor 80 et A 42 (ce dernier utilisé comme témoin). Il n'a pas été essayé de poutres à talon armées d'acier Tentor et A 42 ; par contre il a été essayé deux poutres à talon armées d'acier Caron dont l'une avait reçu une précontrainte légère au moyen de deux câbles 12 \varnothing 5.

Enfin, les nouvelles poutres ne comportaient pas de barres relevées et un certain nombre de barres avaient été arrêtées soit dans la nervure, soit dans le talon. Sauf pour l'A 42, tous les ancrages étaient constitués par des scellements droits.

Caractéristiques des sections.

La figure 2 donne les caractéristiques géométriques des sections pour les différents types de poutres et les figures 3, 4, 5 et 6 la disposition des armatures dans chacune des poutres.

⁽³⁾ Le compte rendu de ces essais a été publié dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* en février 1956 [5] et ne sera donc pas repris ici en détail.

Finalement l'ensemble du programme représente :

treize grandes poutres,
quatre-vingt-quatre petites poutres,
quarante panneaux de dalles,

sans compter les éprouvettes de scellement et de traction. Les essais ont été financés par les Forges productrices d'aciers à haute adhérence⁽¹⁾, les Producteurs de treillis soudés ou de tôles déployées⁽²⁾, la S.N.C.F. et la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé et ont pu être menés à bien grâce à MM. CHEFDEVILLE, FESTA et DAUPHIN des Laboratoires du Bâtiment que nous tenons à remercier ici.

Le présent article est consacré uniquement aux essais des grandes poutres. Les autres essais feront l'objet d'une publication ultérieure.

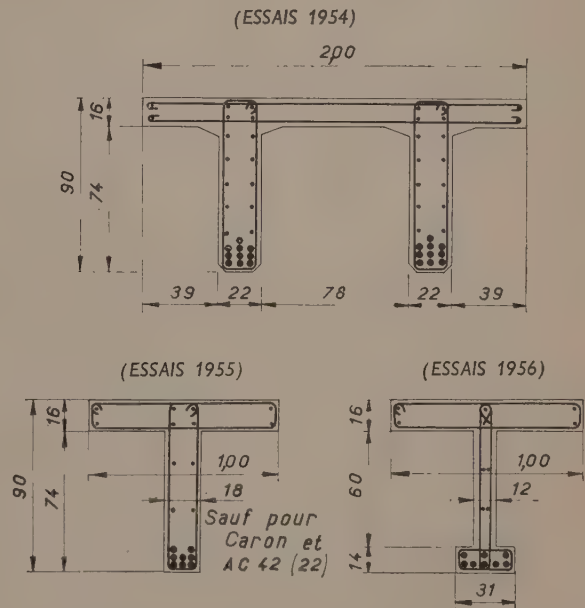


FIG. 2. — Coupes transversales et médianes des poutres.

Le dispositif de chargement utilisé ne permettant pas d'appliquer des efforts supérieurs à 200 t, les poutres avaient été calculées pour se rompre aux alentours de 160 t et sauf pour la poutre précontrainte, qui sera traitée à part, les sections d'armatures avaient été déterminées en admettant qu'au moment de la rupture la contrainte des aciers atteindrait la résistance à la traction. Le tableau I donne le détail de ces sections ainsi que la constitution des armatures transversales.

⁽¹⁾ Société Lorraine-Escaut, Sidélor, Société Métallurgique de Knutange, Forges et Aciéries de Völklingen.

⁽²⁾ Société Métallurgique de Normandie, Établissements Gantois, Forges et Aciéries de Commercy, Société H.A.D.I.R., Société « Le Métal déployé ».

Tableau I
SECTIONS D'ARMATURES

TYPE DE POUTRE	ARMATURES	LONGITUDINALES ⁽¹⁾		TRANSVERSALES
Poutres en II	Tor 40 A 42	$2 \times 10 \text{ T}_{40}$ 26 $2 \times 10 \text{ } \varnothing$ 32	$\omega' = 2 \times 53 \text{ cm}^2$ $\omega' = 2 \times 80,4 \text{ cm}^2$	acier doux \varnothing 8 acier doux \varnothing 8
Poutres sans talon	Caron Crénelé	15 C 18,2 9 \varnothing_c 25	$\omega' = 46 \text{ cm}^2$ $\omega' = 45 \text{ cm}^2$	acier doux \varnothing 12 acier crénelé type exportation $\varnothing_c \frac{1}{2}"$ (12,5 mm) ($n'_c = 28 \text{ kg/mm}^2$)
	Tentor Tor 60 Tor 80 A 42	8 TT 25 8 T_{60} 22 8 T_{80} 18 11 \varnothing 32	$\omega' = 39,3 \text{ cm}^2$ $\omega' = 30,4 \text{ cm}^2$ $\omega' = 20,3 \text{ cm}^2$ $\omega' = 88,5 \text{ cm}^2$	acier Tentor TT 10 acier Tor T_{40} 10 acier Tor T_{60} 10 acier crénelé $\varnothing_c \frac{1}{2}"$ (12,5 mm)
Poutres à talon	Caron Caron précontrainte Crénelé	10 C 21,9 8 C 18,2 2 câbles 12 \varnothing 5 9 \varnothing_c 25	$\omega' = 45,2 \text{ cm}^2$ $\omega' = 25,1 \text{ cm}^2$ $\omega' = 4,7 \text{ cm}^2$ $\omega' = 45 \text{ cm}^2$	acier Caron C 9,1 acier Caron C 9,1 acier crénelé type exportation $\varnothing_c \frac{1}{2}"$ (12,5 mm) ($n'_c = 28 \text{ kg/mm}^2$)
	Tor 60 Tor 80	8 T_{60} 22 8 T_{80} 22	$\omega' = 30,4 \text{ cm}^2$ $\omega' = 20,3 \text{ cm}^2$	acier Tor T_{40} 10 acier Tor T_{60} 10

⁽¹⁾ Les symboles suivants sont adoptés dans la désignation des barres :

Acier Caron : C Acier Tentor : TT
Acier crénelé : \varnothing_c Acier Tor : T

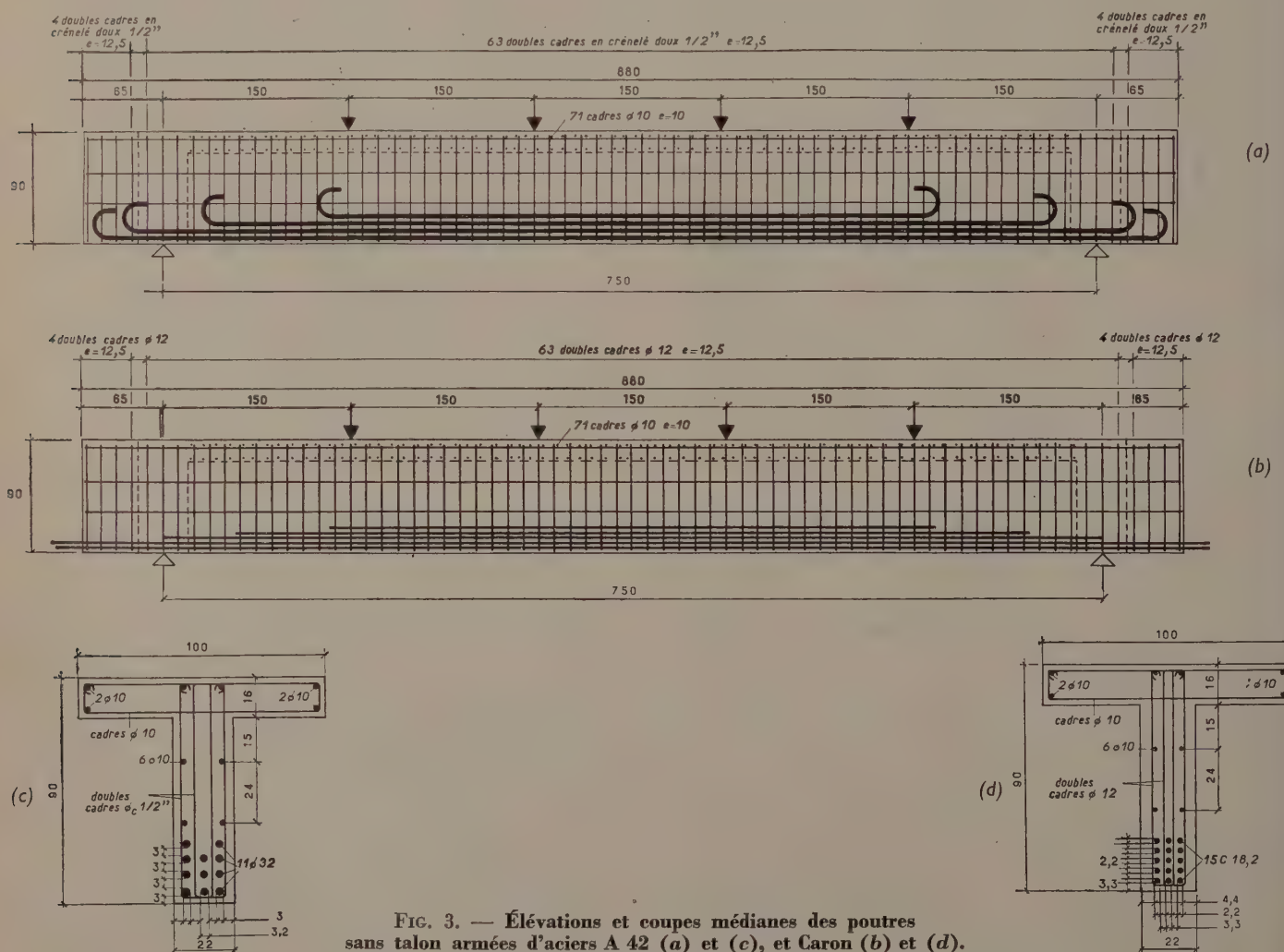


FIG. 3. — Élévations et coupes médianes des poutres sans talon armées d'aciers A 42 (a) et (c), et Caron (b) et (d).

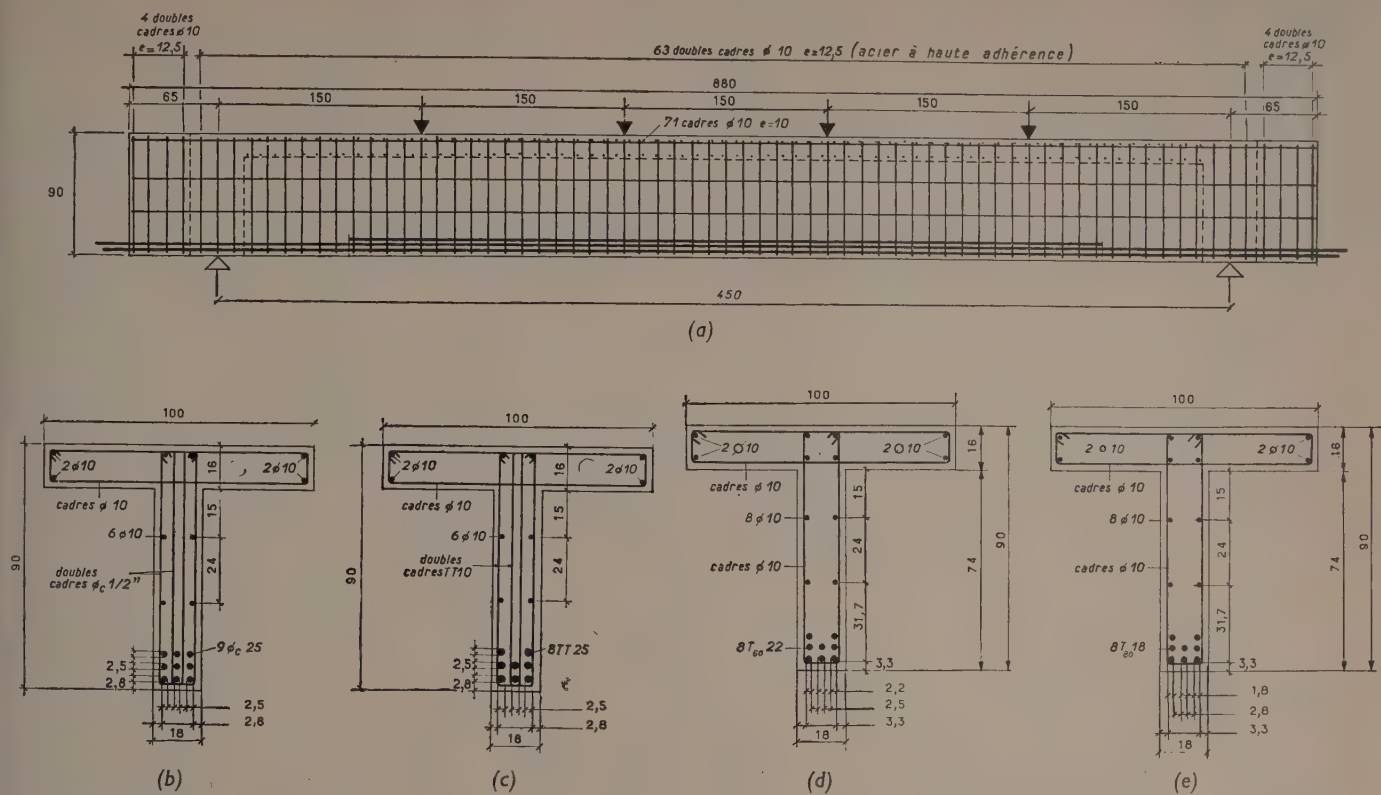


FIG. 4. — Élévation (a) et coupes médianes des poutres sans talon armées d'aciers crénelé (b), Tentor (c), Tor 60 (d) et Tor 80 (e).

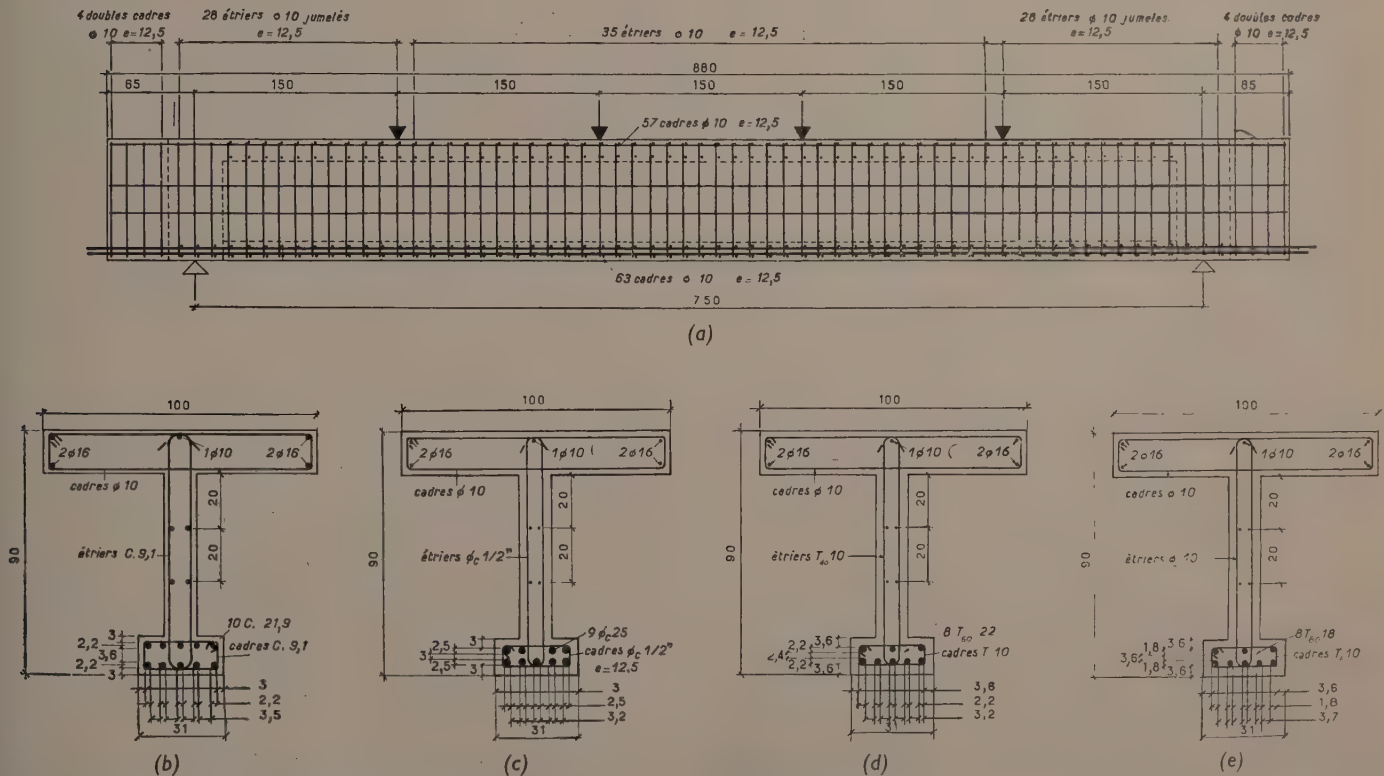


FIG. 5. — Élévation (a) et coupes médianes des poutres à talon armées d'aciers Caron (b), crénelé (c), Tor 60 (d) et Tor 80 (e)

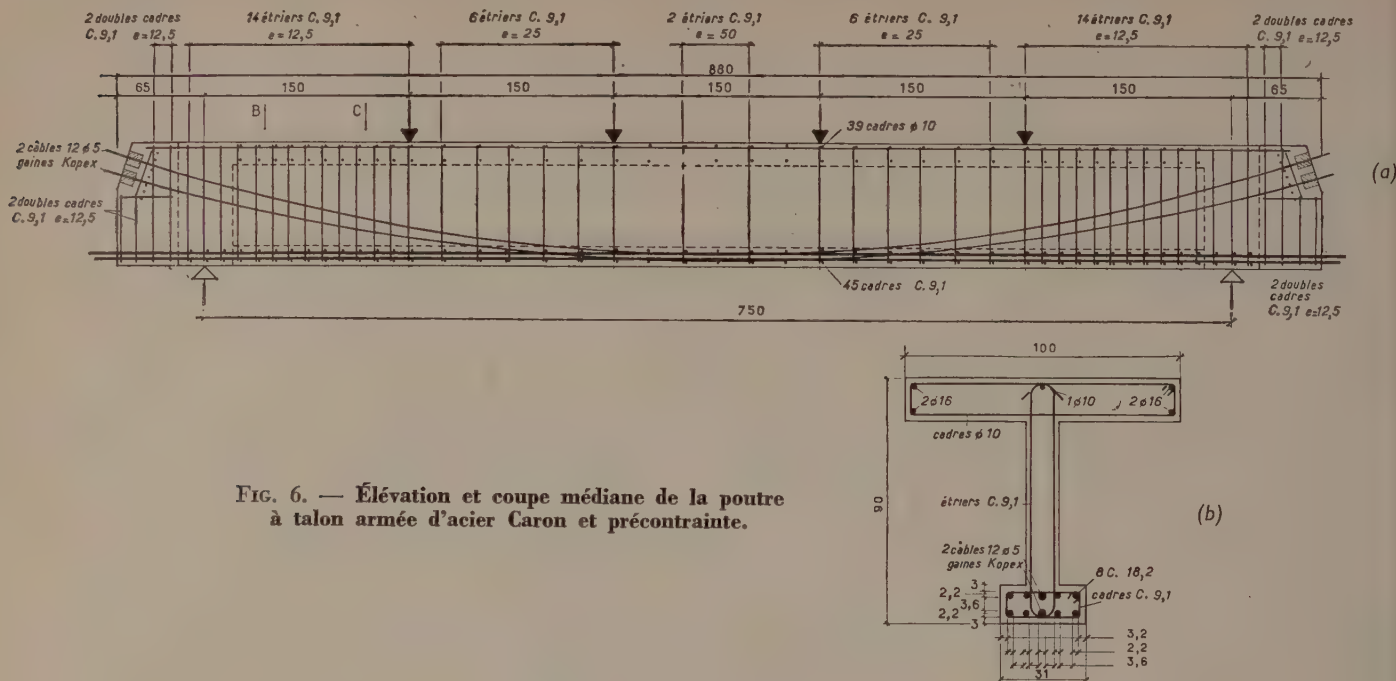


FIG. 6. — Élévation et coupe médiane de la poutre à talon armée d'acier Caron et précontrainte.

Fabrication des poutres.

Les poutres ont été fabriquées à Ris Orangis par les Établissements Sainrapt et Brice et transportées pour l'essai au laboratoire par une entreprise spécialisée.

Le béton utilisé était dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 250/315 des cimenteries de la Loirne; les agrégats employés étaient des sables et gravillons de Seine en proportions déterminées par des essais granulométriques suivant la méthode de M. FAURY. La composition du béton était la suivante :

— gravillons 15/25	761 kg/m ³ ou 581 l/m ³
— gravillons 5/15	348 kg/m ³ ou 249 l/m ³
— sable 0/5	761 kg/m ³ ou 476 l/m ³
— ciment	350 kg/m ³
— eau	170 l/m ³

ces quantités étant déterminées à partir d'agrégats parfaitement secs.

La mise en place du béton était faite par un vibreur à aiguille :

— pour les poutres en T, afin d'assurer un bon enrobage des armatures, la nervure était tout d'abord bétonnée sur une hauteur d'environ 30 cm, puis on coulait le reste de la nervure et la table de compression. Le bétonnage ainsi mené durait environ trois heures;

— pour les poutres à talon, on commençait par ce dernier, le reste de la poutre étant coulé après un délai de six heures assurant un début de prise afin de permettre de monter le reste du coffrage en prenant appui sur le talon. Le bétonnage du talon demandait une heure et le bétonnage de la nervure et de la table de compression trois heures.

Après lissage de la dalle, la surface du béton était protégée d'une évaporation trop rapide par un produit de couverture, pulvérisé au moyen d'un pistolet à air comprimé (procédé de la cure).

Pour leur transport au Laboratoire et afin d'éviter les détériorations et fissurations au cours des manutentions, les poutres recevaient une précontrainte provisoire au moyen de deux câbles 12 \varnothing 5 tendus à 25 t, la

force étant appliquée dans un plan horizontal passant par le centre de gravité de la section transversale médiane des poutres.

Détermination des qualités mécaniques des matériaux.

a) Acier :

Sur chacune des barres longitudinales de chaque poutre il était prélevé, avant le ferrailage, une éprouvette de traction. Les éprouvettes servaient à la détermination de la limite élastique conventionnelle à 0,2%, de la résistance à la traction et de l'allongement de rupture (¹). Pour trois d'entre elles, le diagramme effort/déformation était simultanément enregistré, jusqu'à un allongement voisin de 4%, au moyen d'un dispositif électronique relié à un extensomètre à variation de self.

Les caractères mécaniques moyens pour chaque nuance d'acier utilisée sont donnés dans le tableau II.

b) Béton :

Pendant le coulage des poutres, des prélèvements étaient effectués sur les différentes gâchées utilisées pour le bétonnage de la nervure, de la table de compression et du talon.

Ces prélèvements servaient à la confection :

1° d'éprouvettes cubiques de 20 cm d'arête (protégées dans les mêmes conditions que la poutre par pulvérisation d'un produit de couverture) pour la détermination de la résistance à la compression du béton au jour de l'essai. Auparavant, les faces des cubes au contact avec les plateaux de la presse étaient rectifiées au moyen d'un enduit au soufre afin d'éliminer toute dispersion due aux défauts de planéité.

On admet généralement que la résistance à la compression n_{soufre} obtenue par ce procédé est liée à la résistance

(¹) La distance des repères pour la détermination du pourcentage d'allongement, mesurée en centimètres, était prise égale à $8,16 \sqrt{S}$, S étant la section de la barre mesurée en centimètres carrés.

n_0 , mesurée sur cubes enduits au ciment prompt par la relation :

$$n_0 = 0,8 n_{\text{soufre}}^{(1)}.$$

2° d'éprouvettes prismatiques de $20 \times 20 \times 60$ cm pour la détermination de la résistance à la traction du béton le même jour. Les prismes étaient essayés sous charge concentrée, la portée libre étant de 54 cm. A partir du moment de rupture M on a déduit la résistance à la flexion par la formule :

$$n_f' = \frac{6 M}{b^3}$$

b étant le côté de la section carrée et on a pris comme valeur de la résistance à la traction du béton

$$n_0' = 0,6 n_f' = \frac{3,6 M}{b^3}.$$

Le tableau III indique les résistances moyennes observées pour chaque poutre.

Appareil d'essai. Dispositif de chargement.

Les essais avaient lieu dans la grande machine de charge des Laboratoires (fig. 7). Les appuis inférieurs des poutres distants de 7,50 m étaient constitués par des rouleaux placés entre deux platines en acier.

Les charges étaient appliquées en quatre points aux cinquièmes de la portée, par deux vérins de 100 t fonctionnant en parallèle. Deux dynamomètres à jauges résistantes placés sous la tête des vérins permettaient de connaître avec précision les charges effectivement appliquées. Chaque vérin transmettait son effort par l'intermédiaire d'une rotule sphérique à un linteau métallique reposant directement sur les rouleaux des appuis supérieurs.

Des plaques d'isorel mou avaient été interposées entre les platines situées sous les rouleaux et le dessus de la dalle pour pallier les défauts de planéité de la surface d'appui. L'ensemble du dispositif linteaux-rouleaux-platines représentait une surcharge invariable de 1 200 kg.

Le système ainsi constitué était instable car, comme il vient d'être dit, tous les appuis étaient des rouleaux, ceci dans le but d'éliminer ou tout au moins de diminuer le plus possible les réactions horizontales parasites. Avant la mise en charge, des cales provisoires en bois assuraient la stabilité de l'ensemble. En cours d'essai, la stabilité était assurée par le frottement des vérins sur le plafond de la machine.

Conduite des essais.

Du moment de rupture M_R calculé comme indiqué ci-dessus (§ Caractéristiques des sections), on avait déduit un moment M tel que $M_S = 0,45 M_R - 0,5 M_P$, M_P étant le moment dû au poids propre. La surcharge S correspondant à M_S était considérée comme la surcharge de service.

Les essais, qui duraient deux jours, se déroulaient en général de la manière suivante :

— le premier jour, la poutre subissait en principe :

1° un cycle 0-S-0 par fractions égales à $S/3$

2° un cycle direct 0-S-0

3° un cycle 0-5 $S/3$ -0 par fractions égales à $S/3$

(en réalité le déchargement total ne pouvait jamais être réalisé par suite de la surcharge invariable de 1 200 kg);

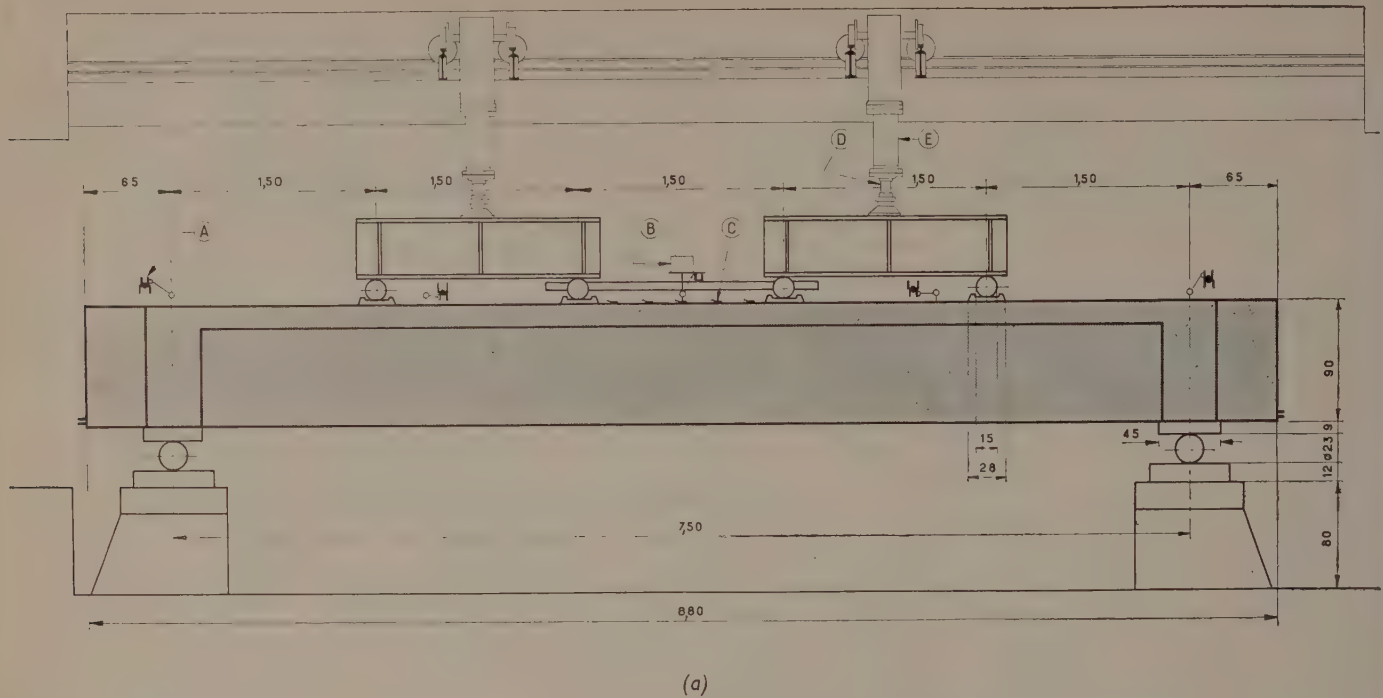
(1) De l'étude d'un grand nombre d'essais, M. CHAMBAUD a conclu que la valeur $n_0 = 0,9 n_{\text{soufre}}$ serait plus exacte. Nous avons conservé le rapport adopté à l'origine des calculs.

Tableau II
CARACTÈRES MÉCANIQUES MOYENS
DES ACIERS UTILISÉS

ACIER	POUTRE	Ø mm	n_0' kg/mm ²	n_f' kg/mm ²	A %
A 42	en II sans talon	32	28,3	42,4	28,0
		32	29,8	45,1	33,5
Crénelé	sans talon à talon	25	43,3	74,3	18,8
		25	43,7	75,0	18,8
Tor 40	en II	26	46,3	57,3	16,9
Caron	sans talon	(20)	49,2	58,5	15,0
	à talon	(24)	48,6	60,8	14,7
	à talon et précontrainte	(20)	48,0	61,1	13,8
Tentor	sans talon	25	57,3	70,5	11,5
Tor 60	sans talon à talon	22	69,8	87,9	13,7
		22	67,6	86,2	14,4
Tor 80	sans talon à talon	18	83,1	93,3	8,8
		18	87,4	100,2	10,9

Tableau III
RÉSISTANCES MOYENNES DES BÉTONS

ACIER	POUTRE	AGE jours	n_{soufre} kg/cm ²	$n_f' = \frac{6 M}{b^3}$ kg/cm ²
A 42	en II sans talon	80	434	49,0
		46	365	41,8
Caron	sans talon	45	345	44,3
	à talon	40	371	38,8
	à talon et précontrainte	41	288	34,0
Crénelé	sans talon à talon	38	339	46,0
		39	326	38,9
Tentor	sans talon	48	419	50,8
Tor 40	en II	66	431	54,3
Tor 60	sans talon à talon	46	325	40,1
		48	350	37,0
Tor 80	sans talon à talon	55	356	40,1
		59	365	43,4



— le deuxième jour, la poutre était chargée à outrance en progressant par fractions égales à $S/3$ jusqu'à $5 S/3$ puis par fractions plus faibles jusqu'à la rupture.

Ce plan de chargement n'a pas toujours été rigoureusement suivi : la poutre armée d'acier Tentor a même été chargée de façon totalement différente et observée en particulier sous des états correspondant à des contraintes de l'acier en service de 24, 28 et 32 kg/mm².

Quant à la poutre à talon armée d'acier Caron et précontrainte, elle a été soumise à un chargement spécial. Il en sera question plus loin.

Mesures et observations.

Au cours des essais, on a mesuré les flèches et les raccourcissements du béton comprimé en prêtant une attention particulière à la fissuration.

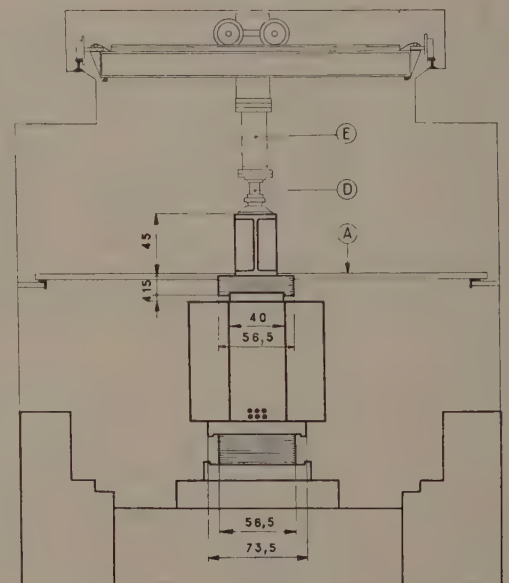
a) Mesure des flèches :

Les flèches étaient mesurées aux quarts et à la moitié de la portée au moyen de comparateurs au 1/1000 mm disposés au-dessus de la poutre. Des comparateurs avaient également été placés à la verticale des appuis afin de tenir compte des tassements et mouvements de ces derniers.

Tous les appareils étaient fixés sur des supports solidaires des murs de la machine; des plaquettes d'acier collées sur le béton sous les pointes des appareils éliminaient les erreurs dues aux aspérités de surface.

b) Mesure du raccourcissement du béton comprimé :

Pour cette mesure, on a utilisé cinq jauges à fil résistant de 156 mm de longueur active. Ces jauges distantes de 0,25 m d'axe en axe avaient été mises en place par collage sur la face supérieure de la table de compression, suivant son axe longitudinal, dans la zone de moment constant.



(A) Support de comparateur.

(B) Fleximètre électronique à enregistrement à distance.

(C) 5 strains-gages dans l'axe de la poutre espacés de 25 cm entre axes.

(D) Dynamomètre à strains-gages de 100 t.

(E) Vérin de 100 t.

FIG. 7 a, 7 b. — Machine de charge. Dispositif de chargement.

c) Observation et mesure des fissures :

Afin de rendre plus commode la recherche des fissures, les faces des poutres étaient enduites au lait de chaux avant les essais. L'entrebâillement des fissures était mesuré d'une part au niveau du centre de gravité présumé des aciers, d'autre part dans l'âme, au moyen d'un oculaire micrométrique permettant d'apprécier le 1/100 mm.

Pour les premiers essais (poutres sans talon armées d'acier Tor 60, Tor 80, crénelé Sidélor, A 42 et Caron) on se contentait d'observer les fissures à partir d'une certaine fraction de la charge de service. Pour les essais suivants, les poutres ont été chargées tonne par tonne jusqu'à l'apparition de la première fissure de façon à connaître avec précision la charge de fissuration.

De même, pour les quatre premières poutres énumérées ci-dessus, seules ont été mesurées sous les diverses charges les fissures les plus ouvertes. Par la suite, toutes les fissures étaient mesurées au moins une fois, sous la surcharge de service.

Résultats des essais.

Le tableau IV donne les résultats des calculs en section homogène avec $m = 15$, en section efficace (calcul élastique classique effectué également avec $m = 15$) et à la rupture, ainsi que les résultats du calcul préliminaire de détermination de la surcharge S .

Les résultats détaillés des épreuves sont donnés dans les comptes rendus qui feront l'objet d'une publication spéciale à tirage limité où l'on trouvera pour chaque poutre :

- a) les caractères mécaniques des aciers utilisés;
- b) la qualité du béton;
- c) la position exacte des barres dans la section de rupture;
- d) les surcharges appliquées, les moments et contraintes correspondantes (ces dernières calculées par la méthode classique avec $m = 15$);
- e) les flèches aux quarts et à la moitié de la portée en 1/1 000 de mm et les diagrammes flèches /surcharges;
- f) les raccourcissements du béton comprimé;
- g) les relevés de fissuration.

Les principaux résultats des essais sont résumés dans le tableau V.

Examen des résultats obtenus.**1° Fissuration.****a) Apparition des fissures.**

Le moment M_f figurant dans le tableau V est le moment sous lequel les fissures ont commencé à devenir visibles à l'œil nu. Le moment M_{fc} est le moment correspondant à une contrainte des fibres les plus tendues, calculée en section homogène avec $m = 15$, égale à la résistance à la traction du béton. Dans les poutres pour lesquelles on s'est borné à constater la présence de fissures sous une certaine fraction de la surcharge de service, ces fissures avaient pu apparaître sous une surcharge inférieure; pour cette raison, les valeurs correspondantes du moment sont précédées du signe \leq .

Les rapports $\frac{M_f}{M_{fc}}$ sont assez dispersés mais en général restent voisins de l'unité et on peut donc dire avec une assez bonne approximation que les fissures préexistantes (du fait du retrait par exemple) ou non ne deviennent visibles que lorsque la résistance à la traction du béton est dépassée sur la fibre la plus tendue.

b) Évolution de la fissuration.

Les fissures prenaient naissance dans l'âme ou dans le talon suivant qu'il s'agissait de poutres avec ou sans talon. Les fissures dans l'âme étaient moins nombreuses qu'autour du faisceau des armatures. Cette observation est générale pour les poutres de hauteur assez importante très armées à leur partie inférieure, mais encore plus nette pour les poutres à talon par suite de l'effet de « tirant » de ce dernier. Cependant il n'a jamais été observé de fissures horizontales à la jonction du talon et de la nervure.

M. LAZARD a, par ailleurs [6], fait observer un aspect particulier de la fissuration de certaines de ces poutres qu'il a qualifiée de « fissuration à îlots ». En effet, lorsque la distance entre deux fissures d'âme parallèles est suffisamment faible (quelques millimètres), c'est-à-dire lorsque l'on a affaire à une fissure ou dédoublée ou qui s'est décalée en hauteur en conservant la même direction, des fissures secondaires peuvent se produire, isolant entre ces deux fissures de petits blocs de béton. En surface, ces blocs affectent une forme lenticulaire, ce sont les « îlots ».

Il paraît s'agir là d'un phénomène purement superficiel, assez fréquent dans les poutres de hauteur importante puisqu'il a pu être observé également au cours d'essais de poutres-cloisons. Ces dernières poutres étaient armées d'acier doux lisse et la nature de l'acier d'armature, lisse ou à haute adhérence, ne semble donc pas jouer un rôle dans la formation de ces îlots.

Au moment de la rupture, les fissures atteignaient sensiblement la moitié de l'épaisseur de la table de compression, ce qui est en concordance avec la position de l'axe neutre à la rupture déduite du calcul à la rupture des poutres (tableau V).

2° Rupture.**a) Processus de rupture.**

Pour toutes les poutres, la rupture s'est produite par écrasement du béton comprimé consécutif à un allongement excessif des armatures et flambement des aciers de la table de compression (fig. 8, 9 et 10).

Mais alors que pour les poutres armées d'aciers à haute adhérence — sauf l'acier Tor 80 — les fissures présentaient toutes à ce moment là des ouvertures régulières (fig. 11), la rupture des poutres armées d'acier doux et d'acier Tor 80 est survenue par large ouverture de quelques fissures seulement (fig. 12, 15). Dans la poutre à talon armée d'acier Tor 80, l'écrasement du béton a été précédé de la rupture d'une des barres (fig. 13, 14). Malgré cela la surcharge sous laquelle cette rupture s'est produite n'a pas été la surcharge maximale.

b) Prévision du moment de rupture.

Les moments de rupture observés ont été comparés aux moments de rupture calculés par la méthode de M. CHAMBAUD. Les résultats sont résumés dans le tableau VI.

Le coefficient de précision c'est-à-dire la valeur moyenne des rapports $\frac{M_{obs}}{M_{calc}}$ s'élève à 1,04 pour un écart quadratique moyen de 4,93 %, ce qui est satisfaisant.

3° Comportement en service.

Trois hypothèses ont été faites sur la contrainte de l'acier admissible en service en considérant successivement la moitié, les trois cinquièmes et les deux tiers de la limite d'élasticité conventionnelle exacte des barres. Nous allons examiner comment se comportaient les poutres sous les surcharges correspondantes.

Tableau VI

 COMPARAISON DES MOMENTS DE RUPTURE
OBSERVÉS ET CALCULÉS

ACIER	POUTRE	P_R t	$M_{obs.}$ tm	$M_{calc.}$ tm	$\rho = \frac{M_{obs.}}{M_{calc.}}$
A 42	en II sans talon	2×160 163,7	2×183 189,4	$2 \times 180,5$ 187,0	1,01 1,01
Caron	sans talon à talon	181,0 169,8	208,9 195,5	188,2 202,1	1,11 0,97
Crénelé	sans talon à talon	139,2 137,2	161,4 158,8	158,7 162,7	1,02 0,98
Tentor	sans talon	182,4	210,0	193,7	1,08
Tor 40	en II	2×195	$2 \times 220,5$	$2 \times 204,2$	1,08
Tor 60	sans talon à talon	153,0 169,2	176,9 194,8	170,7 171,5	1,04 1,14
Tor 80	sans talon à talon	130,3 139,6	151,3 161,5	151,7 153,9	1,00 1,05
Moyenne : $\rho = 1,04$ Écart quadratique moyen relatif : 4,93 %					

a) Flèches.

Les flèches observées sous ces surcharges sont assez élevées puisque déjà pour une contrainte en service égale à la moitié de la limite élastique elles ne sont jamais inférieures à $\frac{1}{1\,000}$ de la portée même pour les poutres armées d'acier doux. Lorsque la contrainte atteint $\frac{2}{3} n'_e$, les flèches des poutres armées d'aciers à haute adhérence deviennent supérieures aux $\frac{2}{1\,000}$ de la portée et sont comprises entre $\frac{2}{1\,000}$ et $\frac{4}{1\,000}$ de la portée.

Les poutres sont d'autant plus flexibles qu'elles sont moins armées (ou que la limite d'élasticité de leurs armatures est plus élevée) ce qui est normal. En effet, les poutres ayant des moments résistants voisins, les pourcentages — et par conséquent les moments d'inertie — varient en sens inverse des limites élastiques. De même, du fait de leur plus grand moment d'inertie, les poutres à talon sont légèrement plus rigides que les poutres sans talon.

Enfin, les flèches calculées avec les formules classiques des poutres à section constante, en prenant en compte le moment d'inertie de la section efficace calculé avec $m = 15$ et le module d'élasticité du béton déterminé par $E_b = 18\,000 \sqrt{n_0}$ sont environ deux fois plus faibles que les flèches observées.

b) Raccourcissements du béton comprimé.

Il n'est pas possible de tirer des renseignements précis des mesures des raccourcissements du béton comprimé. Ces raccourcissements varient dans de larges limites et

les mesures n'ont pu être poussées assez loin pour en tirer des conclusions valables quant au raccourcissement ultime du béton comprimé. Pour cette dernière mesure, la base de 156 mm aurait d'ailleurs été probablement trop grande.

c) Ouvertures des fissures :

Les résultats concernant les ouvertures des fissures figurent dans l'exposé de M. SAILLARD.

d) Sécurité à la rupture :

Le coefficient de sécurité considéré ici est le rapport du moment de rupture observé au moment de service. Les valeurs minimales de ce coefficient sont de :

$$2,08 \text{ pour } R'_a = 1/2 n'_e,$$

$$1,73 \text{ pour } R'_a = 3/5 n'_e,$$

$$1,56 \text{ pour } R'_a = 2/3 n'_e.$$

Dans l'ensemble, le coefficient de sécurité est plus grand avec les aciers écrouis qu'avec les aciers non écrouis (doux, crénelé). Cela vient de ce que sous les contraintes considérées, toutes les poutres ne se trouvent pas dans des situations comparables vis à vis de la rupture ⁽¹⁾. En effet, si n_1 est la contrainte atteinte dans les barres au moment de la rupture et $\lambda n'_e$ la contrainte admissible, le coefficient de sécurité défini précédemment s'exprime par le rapport :

$$\frac{M_{n_1}}{M_{\lambda n'_e}} = \frac{M_{n'_e}}{M_{\lambda n'_e}} \frac{n'_1}{n'_e}.$$

Comme le bras de levier ne saurait varier beaucoup au moment de la rupture,

$$\frac{M_{n_1}}{M_{n'_e}} \approx \frac{n'_1}{n'_e} \text{ et } \frac{M_{n_1}}{M_{\lambda n'_e}} = \frac{M_{n'_e}}{M_{\lambda n'_e}} \frac{n'_1}{n'_e} = \frac{1}{\lambda} \frac{z_r}{z_e} \frac{n'_1}{n'_e}.$$

Pour une valeur de λ déterminée, le produit $\frac{1}{\lambda} \frac{z_r}{z_e}$ dans lequel z_r désigne le bras de levier de rupture et z_e le bras de levier élastique varie peu d'une poutre à l'autre.

Pour les aciers à palier le rapport $\frac{n'_1}{n'_e}$ diffère peu de l'unité, mais pour les aciers écrouis, ce rapport peut atteindre ou même dépasser 1,20 ce qui explique que le coefficient de sécurité soit plus grand avec ces derniers. Nous aurons l'occasion de revenir sur cette question à propos des essais de petites poutres, mais déjà, pour les essais en cause sous $\frac{2}{3} n'_e$ par exemple ($\lambda = \frac{2}{3}$) :

— pour la poutre armée d'acier doux :

$$\frac{M_{n_1}}{M_{\lambda n'_e}} = \left(\frac{1}{\lambda} \frac{z_r}{z_e} \right) \left(\frac{n'_1}{n'_e} \right) = 1,54 \times 1,01 = 1,56 \text{ (minimum)};$$

— pour la poutre à talon armée d'acier Tor 60 :

$$\frac{M_{n_1}}{M_{\lambda n'_e}} = \left(\frac{1}{\lambda} \frac{z_r}{z_e} \right) \left(\frac{n'_1}{n'_e} \right) = 1,56 \times 1,145 = 1,94 \text{ (en réalité } 1,93 \text{ maximum)}.$$

Les valeurs de $\frac{1}{\lambda} \frac{z_r}{z_e}$ sont pratiquement égales, mais les

rapports $\frac{n'_1}{n'_e}$ sont très différents.

⁽¹⁾ C'est pour cette raison qu'au Danemark par exemple, à limites élastiques égales, un acier écroui à froid peut être utilisé sous une contrainte plus élevée qu'un acier brut de laminage.

Tableau IV — RÉSULTATS DES CALCULS.

FORME DES SECTIONS		Π		T						I			
NUANCE DE L'ACIER		AC 42	TOR 40	TOR 60	TOR 80	TENTOR	CRÉNELÉ	CARON	AC 42	TOR 60	TOR 80	CRÉNELÉ	CARON
Armature		2x10φ32	2x10T ₄₀ 26	8T ₆₀ 22	8T ₈₀ 18	8TT25	9φ _c 25	15C18,2	11φ32	8T ₆₀ 22	8T ₈₀ 18	9φ _c 25	10C21,9
Section théorique	cm ²	2x80,4	2x53,0	30,4	20,3	39,3	45,0'	46,0	88,4	30,4	20,3	45,0	45,2
Hauteur utile théorique	cm	78	78	82	83	81,5	81	76,8	77	83,6	83,6	83,3	83,0
Pourcentage théorique ⁽¹⁾	%	1,03	0,68	0,35	0,26	0,48	0,56	0,60	1,15	0,364	0,24	0,54	0,545
Moment de service	tm	80,3	80,8	76,6	67,6	70	77,5	75,7	86,7	76,4	67,4	77,3	82,3
Contrainte correspondante	Kg/mm ²	14,4	21	33,6	43,4	24	23,5	23,8	14,4	32,8	42,8	22,6	24,1
Surcharge de service "3"	t	66,4	66,8	63,9	55,9	58	64,7	62,6	72,4	63,9	55,9	64,7	69,2
Section exacte des armatures	cm ²	2x80,4	2x53,0	29,04	21,92	39,32	44,55	47,0	87,47	29,04	20,9	44,28	46,2
Hauteur utile exacte	cm	non mesurée	non mesurée	non mesurée	non mesurée	81,6	81,3	78,2	76,7	84,0	83,9	83,6	83,2
Largeur de la nervure	cm	2x22	2x22	18	18	18	18	22	22	12	12	12	12
Largeur de la table	cm	2x100	2x100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Épaisseur de la table	cm	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Pourcentage exact ⁽¹⁾	%	1,03	0,68	0,35	0,26	0,48	0,55	0,60	1,14	0,346	0,249	0,53	0,555
CALCUL EN SECTION HOMOGÈNE (m=15)	y'	cm	34,4 ⁽³⁾	50,0 ⁽³⁾	54,6	56,1	52,7	51,7	50,8	46,0	52,8	54,7	49,8
	I	cm ⁴	4368.10 ³	3839.10 ³	3207.10 ³	3007.10 ³	3516.10 ³	3635.10 ³	3719.10 ³	4383.10 ³	3539.10 ³	3261.10 ³	3988.10 ³
	I/y'	cm ³	1270.10 ²	768.10 ²	587.10 ²	536.10 ²	667.10 ²	703.10 ²	732.10 ²	953.10 ²	670.10 ²	596.10 ²	801.10 ²
CALCUL ÉLASTIQUE CLASSIQUE (m=15)	y_1	cm	36,5	31,8	23,6	20,9	27,5	29,1	28,7	37,2	24,1	20,4	29,7
	I_1	cm ⁴	3474.10 ³	2666.10 ³	1913.10 ³	1570.10 ³	2375.10 ³	1699.10 ³	2462.10 ³	3614.10 ³	2015.10 ³	1547.10 ³	2795.10 ³
	\bar{x}	cm	69,3	72,6	75,2	76,8	74,5	74,0	70,6	69,7	77,2	77,7	78,1
	$\sigma_s^{(2)}$	Kg/mm ²	0,1794 M	0,2598 M	0,458 M	0,594 M	0,341 M	0,303 M	0,302 M	0,164 M	0,446 M	0,616 M	0,289 M
	$\sigma_b^{(2)}$	Kg/cm ²	1,05 M	1,194 M	1,23 M	1,33 M	1,16 M	1,13 M	1,17 M	1,03 M	1,20 M	1,32 M	1,06 M
CALCUL À LA RUPTURE	$\sigma_0 = 0,8 \sigma_s$	Kg/cm ²	347	345	260	285	335	271	276	292	280	292	261
	σ_0'	Kg/cm ²	29,4	32,6	24,1	24,1	30,5	27,6	26,6	25,1	22,2	26,0	23,3
	σ_e'	Kg/mm ²	28,3	46,3	69,8	83,1	57,3	43,3	49,2	29,8	67,6	87,4	43,7
	σ_i'	Kg/mm ²	30,3	52,4	76,1	88,5	63,6	46,2	54,9	29,8	74,1	91,8	46,4
	y	cm	7,80	8,95	9,44	7,55	8,28	8,40	10,40	9,90	8,54	7,29	8,75
	\bar{x}	cm	74,10	73,52	77,28	78,22	77,46	77,10	73,00	71,75	79,73	80,25	79,2
	M_R	tm	180,5	204,2	170,7	151,7	193,7	158,7	188,2	187,0	171,5	153,9	162,7

(1) pourcentage rapporté à la largeur de la table

(2) contraintes exprimées en fonction du moment exprimé lui-même en tm.

(3) les calculs se rapportent à la moitié de la section en T afin de faciliter la comparaison avec les sections en T.

Tableau V — PRINCIPAUX RÉSULTATS DES ESSAIS

FORME DES SECTIONS			T		T					T						
NATURE DE L'ACIER			AC 42	TOR 40	TOR 60	TOR 80	TENTOR	CRÉNELÉ	CARON	AC 42	TOR 60	TOR 80	CRÉNELÉ	CARON		
RAPPEL DES CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES	Section réelle des armatures	cm ²	160,8	106,0	29,04	21,92	39,32	44,55	47,0	87,47	29,04	20,9	44,28	46,2		
	Hauteur utile	cm	78	78	82	82	81,6	81,3	78,2	76,7	84	83,9	83,6	83,2		
	Largeur de la nervure	cm	2 x 22	2 x 22	18	18	18	18	22	22	12	12	12	12		
	Largeur de la table	cm	200	200	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
	Épaisseur de la table	cm	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16		
	Pourcentage	%	1,03	0,68	0,35	0,26	0,48	0,55	0,60	1,14	0,346	0,249	0,530	0,555		
QUALITÉ DES MATÉRIAUX	ACIER	Limite d'élastique à 0,2%	Kg/mm ²	28,3	46,3	69,8	83,1	57,3	43,3	49,2	29,8	67,6	87,4	43,7	48,6	
		Résistance à la traction	Kg/mm ²	42,4	57,3	87,9	93,3	70,5	74,3	58,5	45,1	86,2	100,2	75,0	60,8	
		Allongement de rupture	%	28,0	16,9	13,7	8,8	11,5	18,8	15,0	33,5	14,4	10,9	18,8	14,7	
	BÉTON	Age	jours	66	77	46	55	48	38	45	46	48	59	39	40	
		Résistance à la compression σ_c	Kg/cm ²	347	345	260	285	335	271	276	292	280	292	261	334	
		Résistance à la traction σ_t	Kg/cm ²	29,4	32,6	24,1	24,1	30,5	27,6	26,6	25,1	22,2	26,0	23,4	23,3	
FISSURATION	Charge d'apparition des fissures	t	50,2	48,5	10,8	9,8	13,5	12,3	12,0	16,6	13,4	10,0	11,2	11,0		
	Moment de fissuration M_f	tm	≤ 76,15	≤ 74,20	≤ 16,91	≤ 15,79	19,95	≤ 18,60	≤ 18,75	≤ 23,93	19,55	15,72	17,02	16,85		
	Moment $M_{fc} = \sigma_c \frac{I}{y}$	tm	74,67	65,55	14,1	12,9	20,3	19,4	19,5	23,9	14,9	15,5	18,74	18,90		
	Rapport $\frac{M_f}{M_{fc}}$		≤ 1,02	≤ 1,13	≤ 1,20	≤ 1,22	0,98	≤ 0,96	≤ 0,96	≤ 1,00	1,31	1,01	0,91	0,90		
RUPTURE	Moment de rupture observé M_{obs}	tm	366	441	176,9	151,3	210,0	161,4	208,9	189,4	194,8	161,5	158,8	195,5		
	Moment de rupture calculé M_R	tm	361	408,4	170,7	151,7	193,7	158,7	188,2	187	171,5	153,9	162,7	202,1		
	Rapport M_{obs}/M_R		1,01	1,08	1,04	1,00	1,08	1,02	1,11	1,01	1,14	1,05	0,98	0,97		
HYPOTHÈSES SUR LA CONTRAINTE EN SERVICE	$\frac{1}{2} \sigma_c$	Valeurs exactes de $\frac{1}{2} \sigma_c$		Kg/mm ²	14,2	23,2	34,9	41,6	28,7	21,7	24,6	14,9	33,8	43,7	21,9	24,3
		FLÈCHES	Flèche observée		l/975	l/610	l/455	l/375	l/555	l/640	l/715	l/855	l/505	l/420	l/915	l/570
			Flèche calculée (sect. eff.)		l/2000	l/1360	l/975	l/940	l/1250	l/960	l/1250	l/1650	l/1100	l/910	l/1430	l/1365
		SÉCURITÉ À LA RUPTURE	$M_{1/2\sigma_c}$	tm	156,2	178,6	76,2	70	84,2	71,6	81,4	90,8	75,8	70,9	75,8	85,0
	$M_{obs}/M_{1/2\sigma_c}$			2,34	2,47	2,32	2,16	2,49	2,25	2,57	2,08	2,57	2,28	2,10	2,30	
	CONTRAINTES DU BÉTON	σ_s	Kg/cm ²	82	107	94	93	98	81	95	93	91	94	80	93	
		σ_s/σ_c		0,24	0,31	0,24	0,27	0,33	0,22	0,26	0,27	0,33	0,32	0,31	0,31	
	$\frac{3}{5} \sigma_c$	Valeurs exactes de $\frac{3}{5} \sigma_c$		Kg/mm ²	17,0	27,8	41,9	49,9	34,4	26,0	29,5	17,9	40,6	52,4	26,2	29,2
		FLÈCHES	Flèche observée		l/810	l/420	l/350	l/305	l/440	l/510	l/520	l/700	l/415	l/345	l/615	l/460
			Flèche calculée (sect. eff.)		l/1630	l/1120	l/810	l/765	l/1035	l/790	l/1015	l/1340	l/905	l/750	l/1200	l/1120
		SÉCURITÉ À LA RUPTURE	$M_{3/5\sigma_c}$	tm	189,5	214,0	91,4	84	100,9	85,8	97,7	109,2	91,0	85,1	90,7	102,1
	$M_{obs}/M_{3/5\sigma_c}$			1,93	2,06	1,94	1,80	2,08	1,88	2,14	1,73	2,14	1,90	1,75	1,91	
	CONTRAINTES DU BÉTON	σ_s	Kg/cm ²	99	128	112	112	117	97	114	112	109	112	96	111	
		σ_s/σ_c		0,29	0,37	0,29	0,32	0,39	0,26	0,31	0,33	0,39	0,38	0,37	0,37	
	$\frac{2}{3} \sigma_c$	Valeurs exactes de $\frac{2}{3} \sigma_c$		Kg/mm ²	18,9	30,9	46,5	55,4	38,2	28,9	32,8	19,9	45,1	58,3	29,1	32,4
		FLÈCHES	Flèche observée		l/730	l/390	l/305	l/270	l/395	l/455	l/460	l/620	l/365	l/300	l/430	l/405
			Flèche calculée (sect. eff.)		l/1455	l/1005	l/720	l/680	l/920	l/700	l/910	l/1200	l/805	l/670	l/1070	l/1015
		SÉCURITÉ À LA RUPTURE	$M_{2/3\sigma_c}$	tm	210,8	237,9	101,5	93,25	112	95,4	108,6	121,4	101,1	94,6	100,7	113,3
	$M_{obs}/M_{2/3\sigma_c}$			1,74	1,85	1,74	1,61	1,88	1,69	1,92	1,56	1,93	1,71	1,58	1,73	
	CONTRAINTES DU BÉTON	σ_s	Kg/cm ²	111	142	125	124	130	108	122	125	121	125	107	123	
		σ_s/σ_c		0,32	0,41	0,33	0,35	0,44	0,29	0,34	0,37	0,43	0,43	0,41	0,41	



FIG. 10. — Poutre sans talon armée d'acier crénelé. Flambement des aciers de la table de compression.

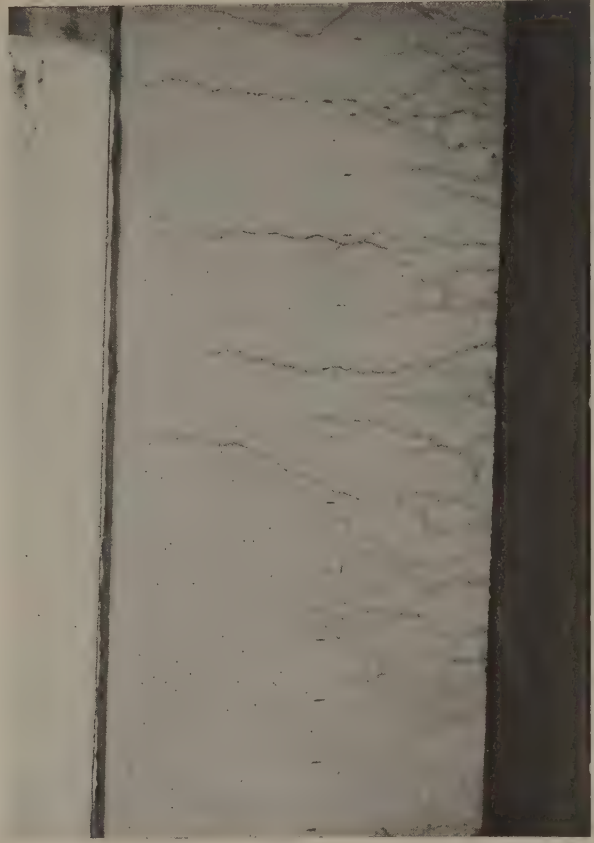


FIG. 11. — Fissuration de la poutre sans talon armée d'acier Tentor au moment de sa rupture.

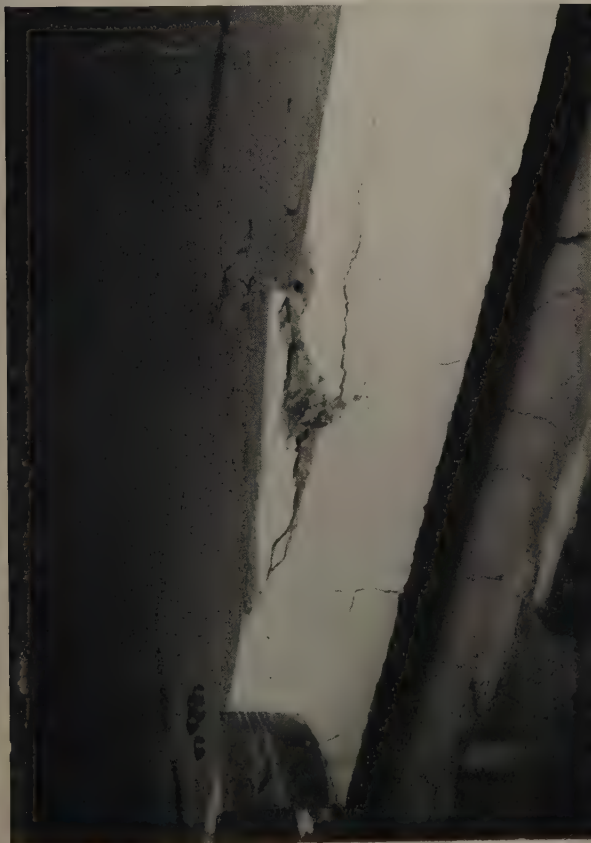


FIG. 8. — Poutre à talon armée d'acier Tor 80. Écrasement du béton comprimé.

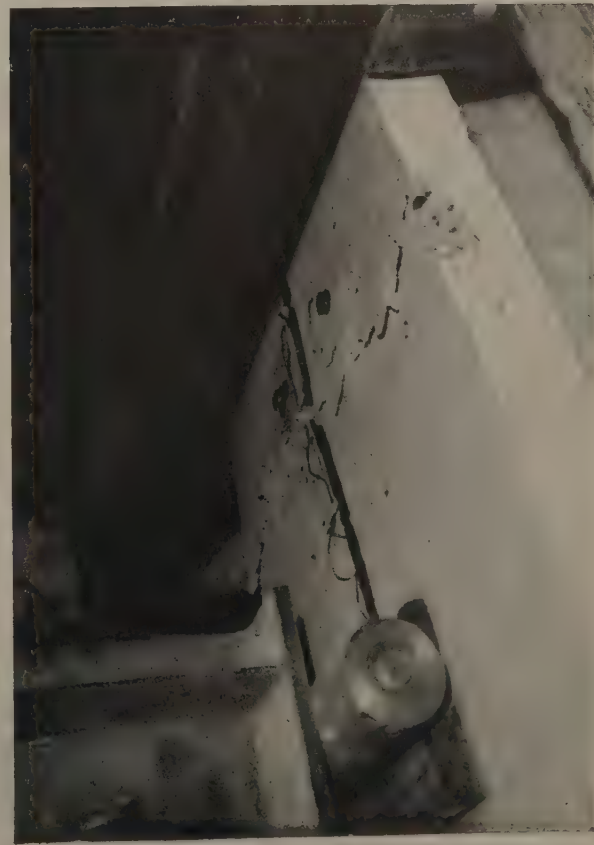


FIG. 9. — Poutre à talon armée d'acier Tor 80. Écrasement du béton comprimé.

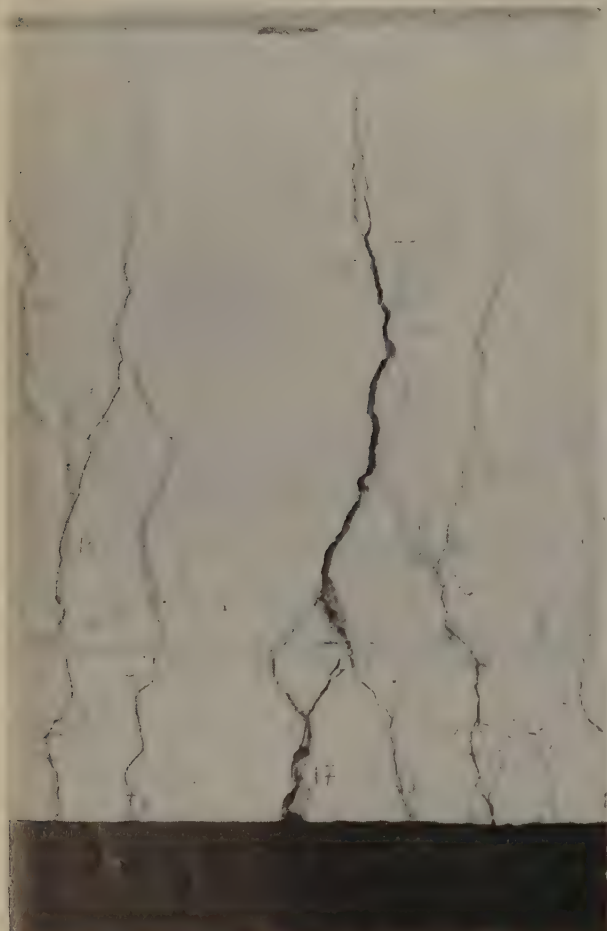


FIG. 12. — Fissuration de la poutre sans talon armée d'acier A 42 au moment de sa rupture.

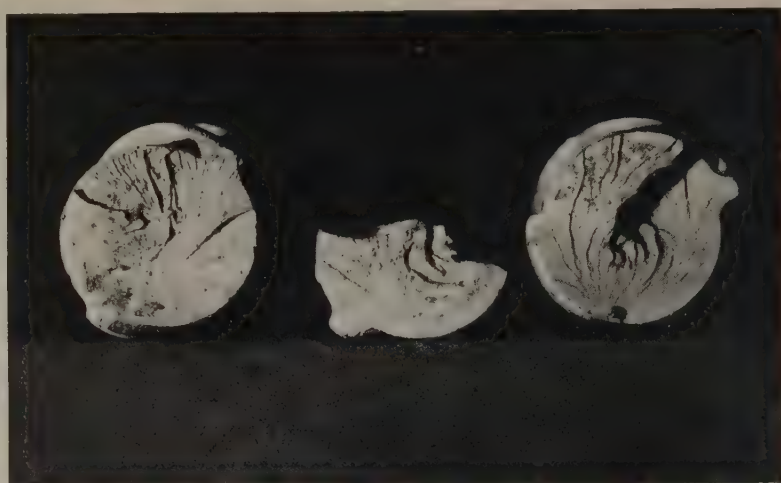


FIG. 14. — Poutre à talon armée d'acier Tor 80. Aspect de la cassure de la barre rompue.



FIG. 13. — Ferrailage de la poutre à talon armée d'acier Tor 80 après démolition du béton. On aperçoit distinctement dans l'axe de la photo la barre rompue.

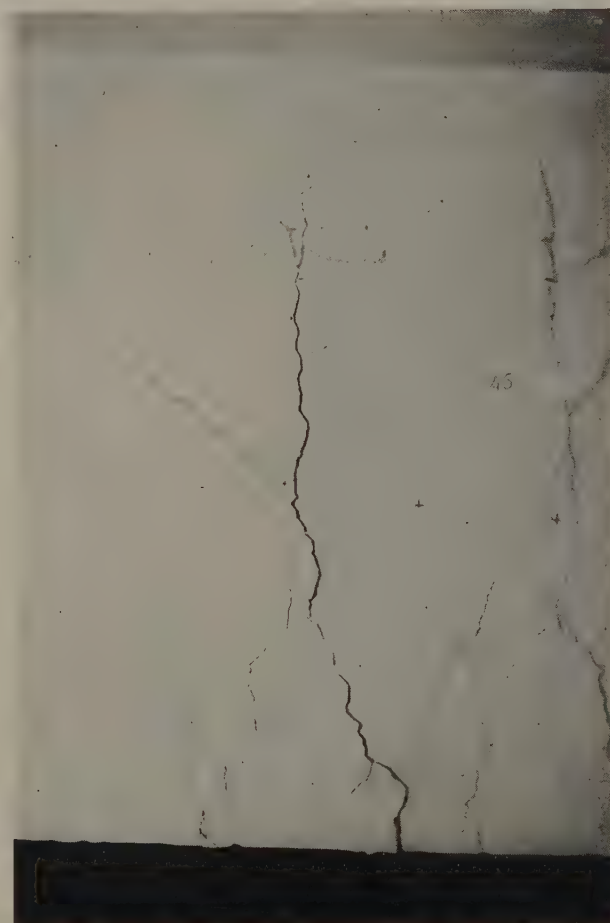


FIG. 15. — Fissuration de la poutre à talon armée d'acier Tor 80 au moment de sa rupture.

Poutres à talon armée d'acier Caron et précontrainte.

Dans cette poutre, la précontrainte joue un rôle particulier, elle permet un dépassement accidentel de la surcharge de service car son effet est de provoquer la fermeture des fissures et de diminuer sensiblement la flèche résiduelle lorsque la surcharge est retirée.

Cette poutre était armée de 8 C 18,2 (\varnothing 20) et précontrainte par deux câbles 12 \varnothing 5 injectés (1). La mise en précontrainte et l'injection ont été effectuées par les soins de la STUP huit jours après le coulage. Les mesures effectuées au cours de cette opération permettent de connaître la tension finale à l'âge des essais, c'est-à-dire trente-trois jours plus tard : pour une tension initiale de 101 kg/mm², cette tension peut être évaluée à 92 kg/mm².

Cette poutre avait été calculée à la rupture en admettant que le moment de rupture était donné par :

$$M_R = 0,9 \omega_p' h_{1p} R + 0,9 \omega_c' h_{1c} n_r'$$

câbles acier Caron

avec $R = 140 \text{ kg/mm}^2$ et $n_r' = 58,5 \text{ kg/mm}^2$

d'où $M_R = 159 \text{ tm}$.

Le moment admissible d'après la Circulaire ministérielle du 26 octobre 1953 était :

$$M_s = \frac{0,9 M_R - M_P}{2} = 69,3 \text{ tm}.$$

A partir de là, la charge admissible étant de 57,600 t, la poutre a été chargée de la manière suivante :

1° 0 — 57,600 t par paliers d'amplitude 14,4 t (S/4).

La poutre s'est fissurée comme prévu sous la moitié de la charge de service.

2° Toutes les fissures ayant été mesurées sous 57,600 t, la poutre a subi vingt cycles de chargement et déchargement entre 57,600 t et 15,600 t charge pour laquelle la contrainte de traction sur la face inférieure du talon était nulle. Les charges appliquées en 1 mn étaient maintenues chaque fois environ 3 mn.

La poutre est demeurée parfaitement élastique comme on peut le voir sur le diagramme des flèches (fig. 16).

(1) Il n'y avait pas d'aciers de répartition sur toute la hauteur de la nervure.

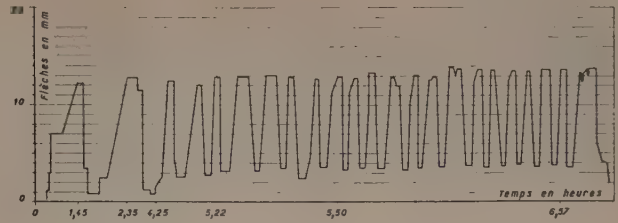


FIG. 16. — Flèches à mi-portée de la poutre à talon armée d'acier Caron et précontrainte (mesures effectuées à l'aide du fleximètre électronique). Amplitude : 15,6 — 57,6 t.

Lors de la dernière application de la charge de 57,600 t, les ouvertures des fissures étaient inférieures à 2/10 mm au milieu du talon et inférieures à 4/10 mm dans l'âme. Cette différence provient de l'absence d'aciers de répartition dans la hauteur de l'âme.

Et après un chargement à 115,200 t, soit deux fois la charge de service où ces ouvertures étaient passées respectivement à 3,5/10 et 8,2/10 les ouvertures résiduelles lors du retour à 0 étaient revenues à 0,3/10 mm à mi-hauteur du talon et à 1/10 mm dans l'âme.

La rupture s'est produite normalement, par ouverture exagérée des fissures et écrasement du béton comprimé, sous un moment de 160,6 tm. Le coefficient de sécurité désiré (2,2 pour la surcharge et 1,1 pour le poids propre) était atteint puisque le calcul simplifié préliminaire avait donné un moment de rupture de 159 tm très voisin du moment observé. Le calcul à la rupture exact d'une telle poutre ne présente d'ailleurs pas de difficultés particulières. Jean MÜLLER a donné toutes les indications utiles dans un article paru dans la revue *Travaux* en juin 1957 [7]. En opérant de façon exacte, on aboutit à $M_R = 162,5 \text{ tm}$ pour un moment observé de 160,6 tm soit un rapport

$$\frac{M_{\text{obs}}}{M_{\text{calc}}} = 0,99.$$

Nous avons dit que ces essais étaient principalement destinés à contrôler la validité des calculs « à rupture » pour les éléments de section importante et à étudier l'évolution de la fissuration sous charges croissantes. Nous pouvons dire après cet exposé que l'extension de la méthode de calcul à rupture à de tels éléments est légitime; M. SAILLARD va maintenant vous entretenir de la fissuration.

OUVRAGES CITÉS DANS LE PRÉSENT ARTICLE

- [1] A.N. TALBOT, Tests of reinforced concrete beams. *Bulletins de l'Université d'Illinois* n°s 1 (1904), 12 (1907), 14 (1907).
- [2] C. BACH et O. GRAF, *Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 72 et 74*, Berlin 1908.
- [3] H. LOSSIER et J. BLEVOT, Les aciers à haute résistance et les aciers spéciaux dans la construction en béton armé. *Annales I.T.B.T.P.*, Paris, mars-avril 1937.
- [4] A. BALENCY-BEARN et J. CHEFDEVILLE, L'utilisation des aciers durs crénelés dans les constructions en béton armé. *Annales I.T.B.T.P.*, Paris, juin 1946.
- [5] A. LAZARD, J. CHEFDEVILLE, J. FESTA, G. LEMAIRE et S. SORETZ, Essais comparatifs de poutres armées d'acier Tor 40 et acier doux « Ponts et Chaussées ». *Annales I.T.B.T.P.*, Paris, février 1956.
- [6] A. LAZARD, Essais jusqu'à rupture de poutres armées d'acier Tor 60 et 80. *Mémoires de l'A.I.P.C.*, Zurich 1956.
- [7] J. MÜLLER, Quelques aspects de la résistance à la rupture en flexion des poutres continues précontraintes. *Travaux*, Paris, juin 1957, page 322.

EXPOSÉ DE M. SAILLARD

Diverses recherches concernant les problèmes d'adhérence et de fissuration ont été réalisées en France, au cours des dernières années. Ce programme expérimental important, réalisé aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*, a contribué largement au développement des études que poursuivent, suivant les directives de M. L. P. BRICE et de M. LEBELLE, les Services Techniques de la *Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*, le Secrétariat Permanent du *Comité Européen du Béton et l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.

Ces études avaient, initialement du moins, deux objectifs essentiels :

1° la mise au point d'une condition de fissuration, tendant à limiter la valeur maximale de la contrainte admissible de traction de l'acier, en fonction de l'enrobage et de la répartition des armatures. Cette condition devrait tendre, pratiquement, à une amélioration de cet enrobage et de cette répartition et se présenter essentiellement comme une règle de bonne construction des ouvrages ;

2° la recherche d'un profil optimal d'acier, permettant d'obtenir simultanément les meilleures qualités d'ancrage et les meilleures conditions de fissuration, compte tenu de la limite imposée par la valeur de la résistance du béton au cisaillement. Cette recherche théorique a été effectuée à la *Chambre Syndicale* et a pu être complétée par quelques séries d'essais réalisés à Vienne, suivant les conditions dont nous pourrions vous entretenir brièvement.

L'essentiel de nos propos sera consacré à l'interprétation des *essais de grandes poutres*.

Ces essais nous ont paru particulièrement intéressants :

— d'une part, en raison des dimensions des pièces expérimentales, dont la portée atteignait 7,50 m, pour une hauteur de l'ordre de 0,90 m, — ces dimensions permettant l'assimilation de ces éprouvettes aux poutres principales des bâtiments et aux éléments de ponts, sans considération d'effet d'échelle ;

— d'autre part, en raison des mesures de fissuration, très minutieuses et très complètes, qui ont pu être effectuées, par les techniciens des Laboratoires, sur ces différentes poutres.

Pour ces deux raisons, les résultats de ces essais nous ont apporté une contribution très précieuse, tant dans la vérification des théories de fissuration que dans la recherche d'une condition simple, susceptible d'être utilisée commodément aux bureaux d'études et, éventuellement, d'être insérée dans une proposition de révision des Règles en vigueur.

* *

État d'avancement des études théoriques et expérimentales de la fissuration.

Dans l'état actuel des recherches théoriques et expérimentales concernant la fissuration des ouvrages, il convient de remarquer que, seuls, le cas de la flexion simple circulaire et celui de la traction simple ont été étudiés. Par ailleurs, dans le cas d'une poutre fléchie, seule, la zone la plus tendue correspondant à l'enrobage des armatures principales de traction a été considérée. Il n'en est pas de même pour la zone s'étendant des barres de traction jusqu'à la fibre neutre, dans laquelle intervient l'effort tranchant, qui perturbe la formation des fissures de flexion et peut augmenter très dangereusement l'ouverture de ces fissures.

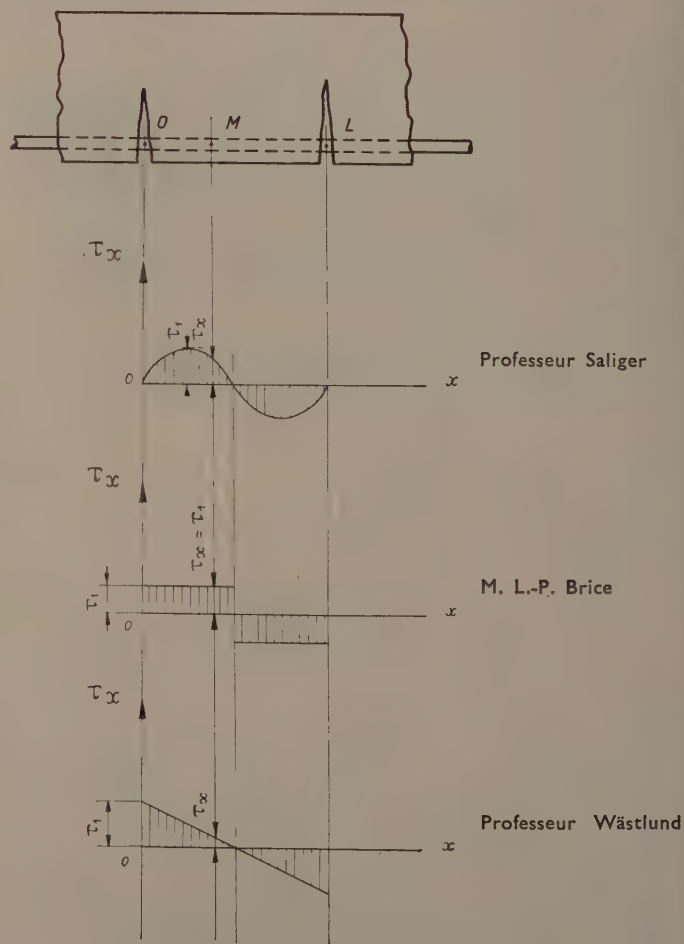


FIG. 17. — Lois de liaison béton-acier.

Ces quelques remarques permettent de définir, avec un minimum de réalisme, l'état de nos connaissances actuelles — ou, pour être plus exacts, de nos ignorances nombreuses, concernant cet important problème.

Enfin, il importe de souligner qu'étant donné la grande dispersion des mesures de fissuration, un grand nombre d'essais, pouvant être interprétés statistiquement, est seul susceptible de conduire à des conclusions valables.

Quoi qu'il en soit, il semble que les premiers résultats de ces recherches puissent permettre aux Constructeurs de prévoir, avec une approximation suffisante, les ouvertures maximales des fissures de flexion et de traction. L'application d'un coefficient de majoration peut permettre, éventuellement, de tenir compte, d'une manière globale, des effets de l'effort tranchant, du retrait du béton et des nombreuses dispersions possibles.

Comparaison des diverses théories de fissuration.

L'un de nos premiers objectifs a été la comparaison systématique des diverses théories de fissuration proposées au Secrétariat du Comité Européen du Béton, à savoir, notamment :

- la théorie autrichienne du Professeur SALIGER;
- la théorie française de M. L. P. BRICE;
- la théorie suédoise de M. le Professeur WÄSTLUND;

ainsi que la théorie statistique de M. le Professeur EFSSEN de Copenhague et la formule expérimentale de M. le Professeur RÜSCH de Munich.

Le but de cet exposé ne pouvant comporter, faute de temps, une comparaison systématique de ces divers modes de calcul, nous rappellerons seulement que ces théories diffèrent essentiellement par l'hypothèse fondamentale explicitant la loi de liaison béton-acier, le long de l'armature, dans le bloc découpé par deux fissures consécutives (fig. 17).

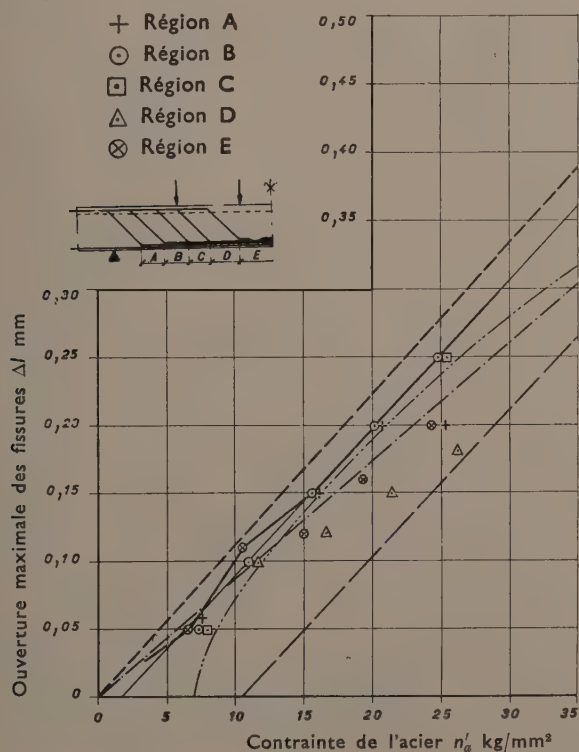


FIG. 18. — Acier A 42. Poutre en II.

Le Professeur SALIGER considère que cette loi est de nature sinusoïdale, tandis que M. le Professeur WÄSTLUND adopte une hypothèse linéaire de répartition de ces contraintes de liaison. De son côté, M. L. P. BRICE s'en tient à l'hypothèse la plus simple, en assimilant la loi de liaison béton-acier à une loi de frottement constant. Au premier examen, il semble donc que ces théories diffèrent très profondément. C'est pourquoi il a paru intéressant de les confronter systématiquement avec les nombreuses mesures effectuées au cours des essais de grandes poutres.

Avant d'étudier l'interprétation de ces essais, il importe de remarquer que, quelle que soit la forme de leurs sections (sections en II, sections en T, avec ou sans talon), ces pièces présentent des pourcentages d'armatures relativement élevés. La considération de cisaillements longitudinaux du béton dans les régions de l'âme voisines de la zone des aciers, conduit à admettre le découpage fictif d'un tirant, groupant le faisceau des armatures principales et leur enrobage de béton. Ainsi, ces pièces fléchies semblent se comporter pratiquement comme des poutres en treillis, dont les membrures tendues seraient justifiables des théories de fissuration en traction simple, et non pas en flexion simple. Ces considérations sont confirmées par l'examen des schémas des fissurations : on remarque, en effet, que les fissures affectant la zone des armatures principales de traction ne se prolongent pas obligatoirement dans l'âme de la poutre, où elles paraissent beaucoup moins nombreuses.

Ainsi, les essais de grandes poutres ont permis une confrontation des diverses théories de calcul de la fissuration en traction simple. Cette comparaison est schématisée par les divers diagrammes représentant, pour chacune de ces grandes poutres, la valeur de l'ouverture maximale des fissures, en fonction de la contrainte dans les armatures principales de traction (fig. 18 à 27).

- Théorie de M. L.-P. Brice.
- - - Théorie de M. le Professeur Efsen et M. Krenchel.
- · · Théorie de M. le Professeur Rüsch.
- · — Théorie de M. le Professeur Saliger.
- · — Théorie de M. le Professeur Wästlund, MM. Jonsson et Osterman.

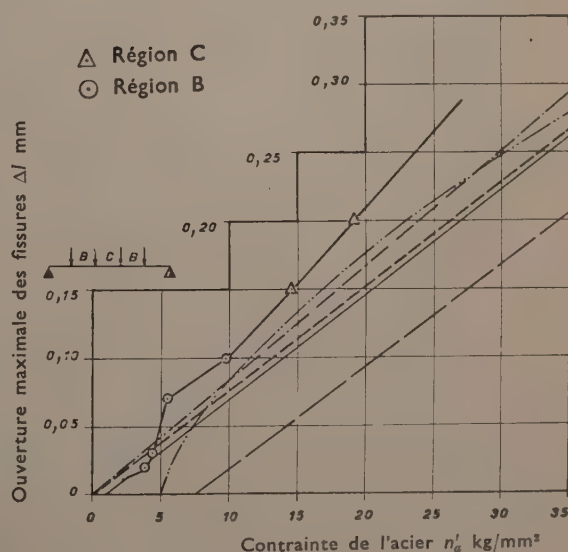


FIG. 19. — Acier A 42. Poutre sans talon.

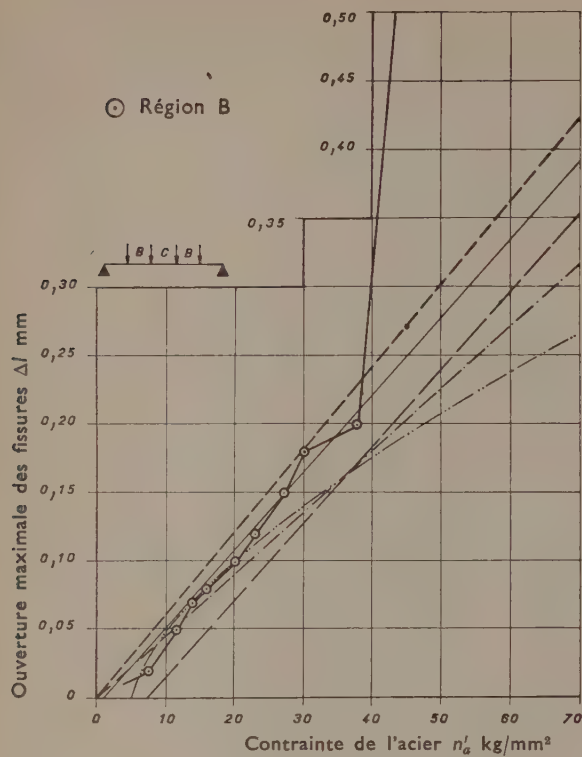


FIG. 20. — Acier crénelé. Poutre sans talon.

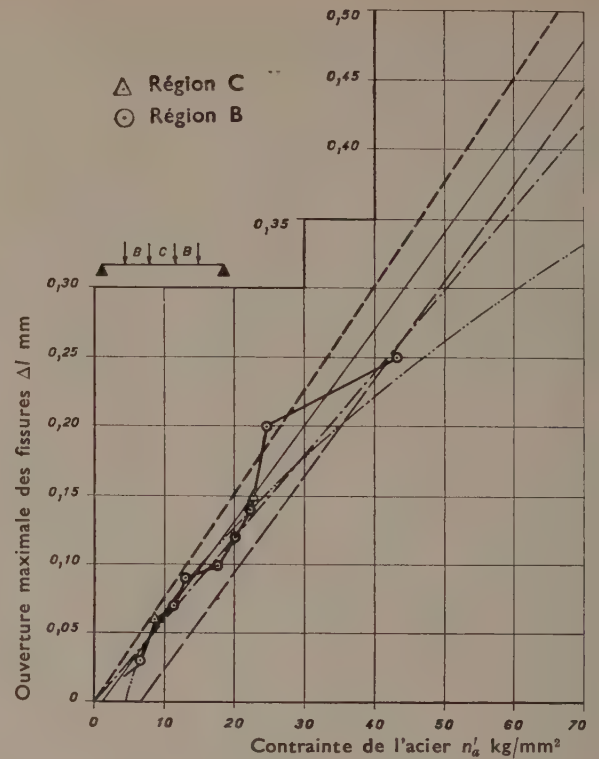


FIG. 21. — Acier crénelé. Poutre à talon.

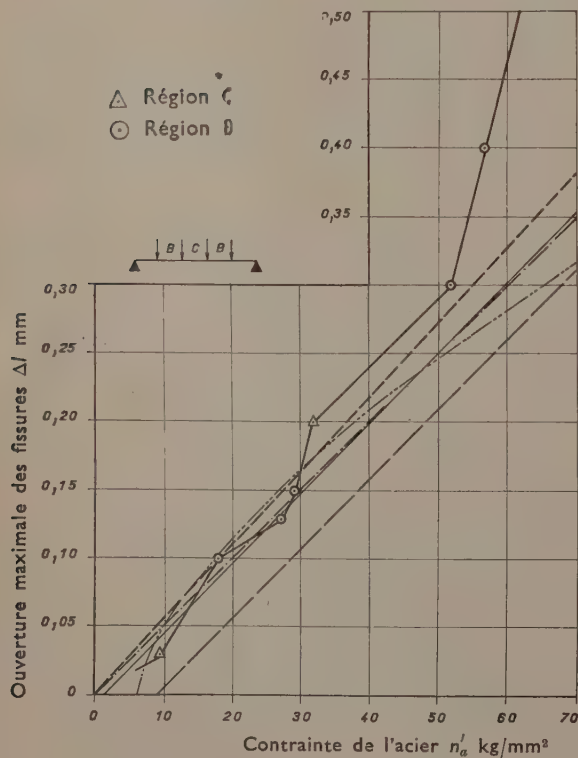


FIG. 22. — Acier Tentor. Poutre sans talon.

- Théorie de M. L.-P. Brice.
- - - Théorie de M. le professeur Efsen et M. Krenchel.
- · — · — Théorie de M. le Professeur Rüschi.
- · — · — Théorie de M. le Professeur Saliger.
- · — · — Théorie de M. le Professeur Wästlund, MM. Jonsson et Ostermann.

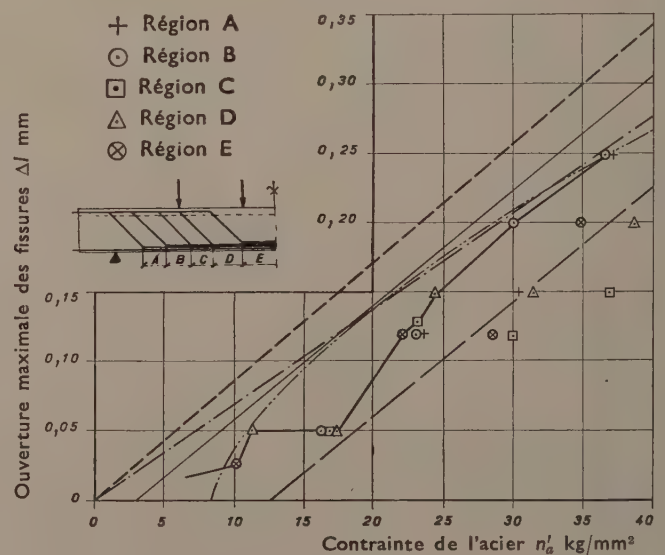


FIG. 23. — Acier Tor 40. Poutre en II.

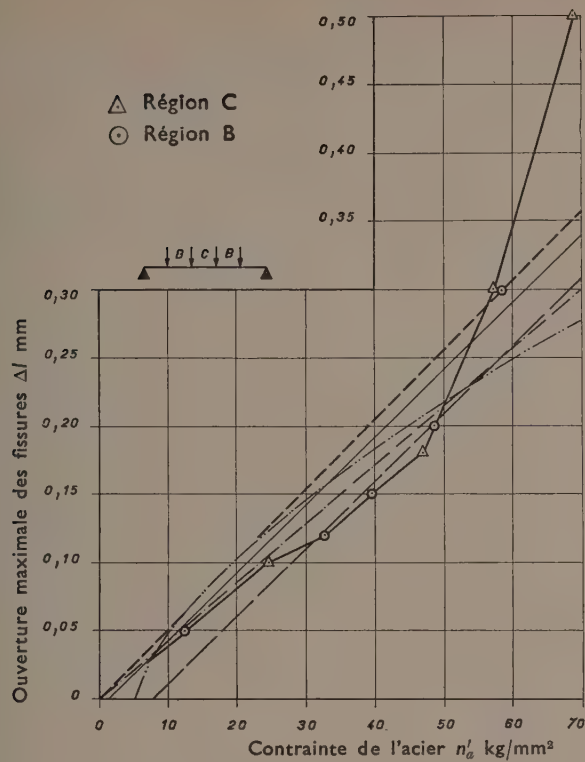


FIG. 24. — Acier Tor 60. Poutre sans talon.

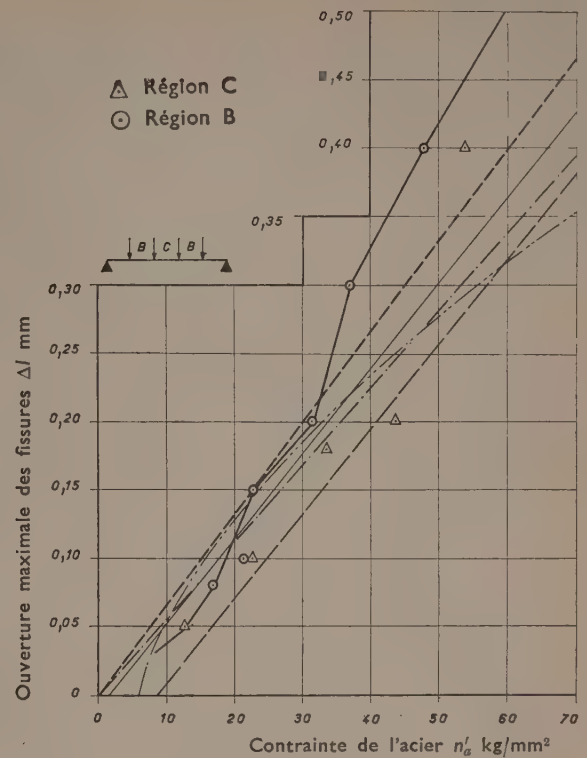


FIG. 25. — Acier Tor 60. Poutre à talon.

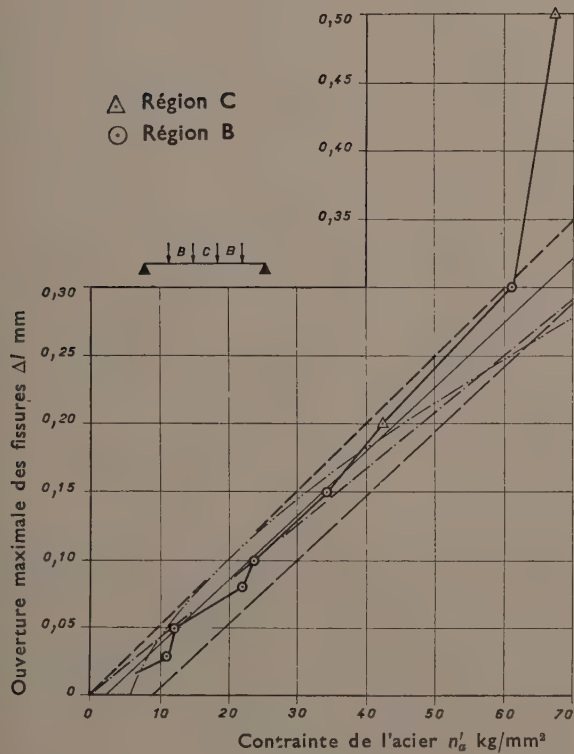


FIG. 26. — Acier Tor 80. Poutre sans talon.

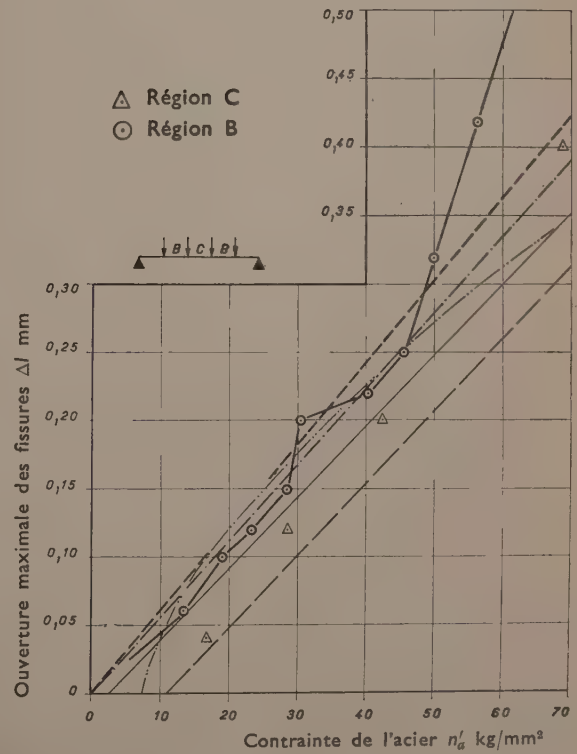


FIG. 27. — Acier Tor 80. Poutre à talon.

Pratiquement, il semble bien que l'application de ces diverses théories de fissuration conduise, du moins dans les cas courants, à une *approximation équivalente*, *quelles que soient les hypothèses fondamentales de base*, concernant la répartition des contraintes de liaison entre le béton et l'acier.

Les écarts moyens, correspondant aux divers calculs, sont de l'ordre de 13 à 15 %, pour l'application des théories de MM. BRICE, RÜSCH ou WÄSTLUND; ils ne dépassent pas 20 % pour l'application de la théorie statistique de M. EFSEN. Ces écarts semblent donc correspondre à la précision des mesures de fissuration.

Ainsi, il semble sage de s'en tenir à celle de ces théories dont l'hypothèse de base paraît la plus simple et la plus commode; sans aucun doute *l'hypothèse la plus simple est celle qui assimile la loi de liaison béton-acier à un frottement constant* et qui correspond à la théorie de fissuration de M. L. P. BRICE.

Cette loi de frottement constant correspond à l'expression semi-empirique :

$$\tau_x = \tau_1 = \frac{2 k_1 n'_0}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}$$

dans laquelle e_a et e_b représentent respectivement la somme des diamètres des aciers et celle des épaisseurs de béton rencontrées par un contour fictif de fissuration longitudinale possible, — k_1 représentant le *coefficient de scellement*, dépendant de l'état de surface et de la forme des rugosités des barres d'armatures.

Pratiquement, la considération théorique du coefficient d'enrobage $\left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)$ peut être remplacée plus commodément, dans la pratique du bureau d'études, par la considération d'un coefficient η , correspondant au rapport du côté de la zone d'enrobage du béton au diamètre de l'armature correspondante, soit $\eta = \frac{a}{\varnothing}$. En fait, la longueur a correspond, très simplement, à la racine carrée de la zone d'enrobage de chaque armature (fig. 28 et 29).

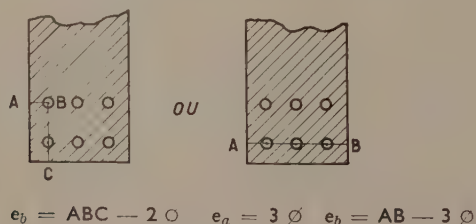


FIG. 28. — Évaluation de $1 + 3 \frac{e_a}{e_b}$

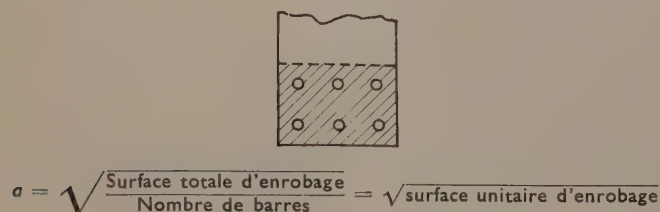


FIG. 29. — Évaluation de $\eta = \frac{a}{\varnothing}$

On a très sensiblement

$$1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \approx \frac{\eta + 2}{\eta - 1}.$$

Les valeurs du coefficient de scellement k_1 ont été déterminées expérimentalement, pour les divers aciers d'armatures disponibles sur le marché français, par l'interprétation d'une série d'essais de scellement, qui seront étudiés dans une deuxième publication.

Détermination des tolérances admissibles de fissuration.

Corrélativement à l'étude de la fissuration, le Service Technique de la *Chambre Syndicale* et le Secrétariat du *Comité Européen du Béton*, se sont intéressés à la détermination des tolérances admissibles, c'est-à-dire, à la détermination des ouvertures maximales des fissures Δl , compatibles avec la nature des ouvrages, leur mode d'exploitation et, par voie de conséquence, avec le risque de corrosion de leurs armatures.

D'importantes recherches expérimentales ont été effectuées dans ce domaine dans divers pays, notamment au Pays-Bas, en vue de l'étude du degré de rouille des aciers, en fonction de l'ouverture maximale des fissures et des conditions d'enrobage des barres. Entre autres résultats importants, cette étude fait ressortir notamment que, pour des épaisseurs d'enrobage inférieures à 2,5 cm, la corrosion des aciers peut être considérable.

D'ailleurs, diverses valeurs ont été proposées pour les tolérances admissibles de fissuration, dans diverses catégories d'ouvrages. Les différentes propositions présentées au *Comité Européen du Béton*, conduisent à des prescriptions à peu près équivalentes, à savoir :

a) une ouverture maximale de 0,1 mm, pour des ouvrages extérieurs, soumis à l'humidité, à l'attaque de l'eau de mer, à des fumées corrosives ou à d'autres influences chimiques;

b) une ouverture maximale de 0,2 mm, pour des ouvrages extérieurs, soumis à des conditions d'exploitation normales (propositions comprises, selon les auteurs, entre 0,15 mm et 0,25 mm);

c) une ouverture maximale de 0,3 mm, pour des ouvrages intérieurs (propositions variant de 0,25 mm à 0,35 mm, et même, dans certains cas, à 0,40 mm).

Ces tolérances d'ouverture de fissures permettent de calculer, corrélativement, les valeurs maximales des contraintes admissibles de traction des aciers, pour divers pourcentages d'armature et pour différents types d'ouvrages.

Étude des conditions-limites de fissuration.

On peut rappeler, tout d'abord, les conditions résultant de la théorie de M. L. P. BRICE.

Compte tenu d'un coefficient de sécurité, justifié par les conditions de dispersion et par les incidences possibles des efforts de cisaillement et les effets du retrait, M. BRICE propose, dans sa théorie, les formules suivantes :

Pour les faibles pourcentages d'armature ($\sigma' < 0,6 \%$), la contrainte maximale de traction admissible n'_a doit satisfaire à la condition :

$$(n'_a)^2 \leq \frac{6 E'_a \Delta l n'_0 k_0}{\varnothing \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \quad (1)$$

Pour les pourcentages d'armature plus élevés ($\varpi' > 0,6\%$) cette condition devient :

1° dans le cas de la flexion simple :

$$n'_a \leq 2500 \frac{\Delta l k_0 \varpi'}{\varnothing \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \quad (2)$$

2° dans le cas de la traction simple :

$$n'_a \leq 700 \frac{\Delta l k_0 \varpi'}{\varnothing \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \quad (3)$$

Dans ces diverses relations, le coefficient k_0 représente le coefficient de fissuration différent du coefficient de scellement k_1 . Les valeurs de ces deux coefficients ne peuvent pas être les mêmes. En effet, l'examen de nombreux essais de scellement et de nombreux essais de fissuration ont montré que le comportement exact de l'armature ne pouvait être représenté par un seul coefficient. Alors que le coefficient de scellement k_1 atteint la valeur 2,00 pour les divers aciers à haute adhérence, le coefficient de fissuration k_0 ne semble pas pouvoir dépasser, du moins pour les profils commerciaux actuels, la valeur 1,60.

C'est ainsi que, dans les essais de grandes poutres, les valeurs du coefficient k_0 restaient comprises entre 1,40 et 1,80, avec une moyenne générale de 1,60 pour les divers aciers Tor. Ce même coefficient était de 1,50 pour l'acier Caron et pour l'acier Tentor, pour les mêmes poutres. Des valeurs pratiquement analogues ont été observées pour l'acier crénelé. Nous sommes donc loin de la valeur 2,00, adoptée pour le coefficient de scellement k_1 .

En définitive, l'interprétation des essais des grandes poutres a été effectuée suivant la condition (3), valable en traction simple, en adoptant la valeur moyenne du coefficient de fissuration $k_0 = 1,60$. Les diagrammes suivants schématisent la comparaison entre les mesures expérimentales et l'application de la condition-limite de M. L. P. BRICE (fig. 30 à 41).

Il apparaît sur ces divers graphiques, que la concordance peut être considérée comme très satisfaisante. D'ailleurs, les quelques dépassements observés concernent généralement un pourcentage extrêmement restreint de fissures puisqu'il suffit d'une seule mesure de fissuration excessive, pour déplacer la courbe-enveloppe des ouvertures maximales.

Variation de l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte

$$\Delta l_{\max} = \frac{\varnothing \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right) n'_a}{700 \varpi' k_0}$$

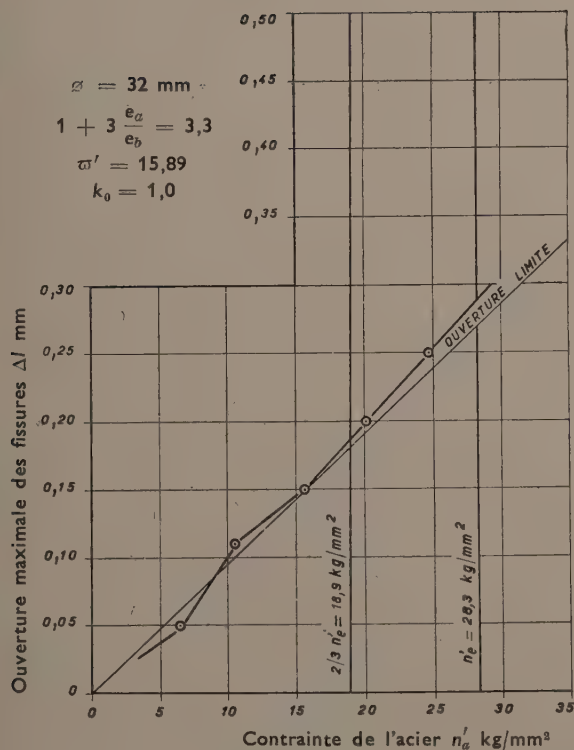


FIG. 30. — Acier A 42. Poutre en II.

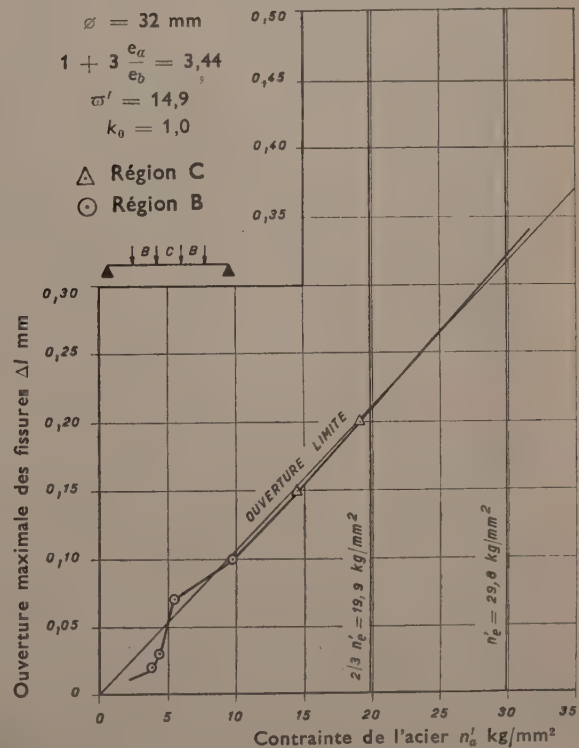


FIG. 31. — Acier A 42. Poutre sans talon.

Variation de l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte

$$\Delta l_{\max} = \frac{\sigma \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \right) n'_a}{700 \sigma' k_0}$$

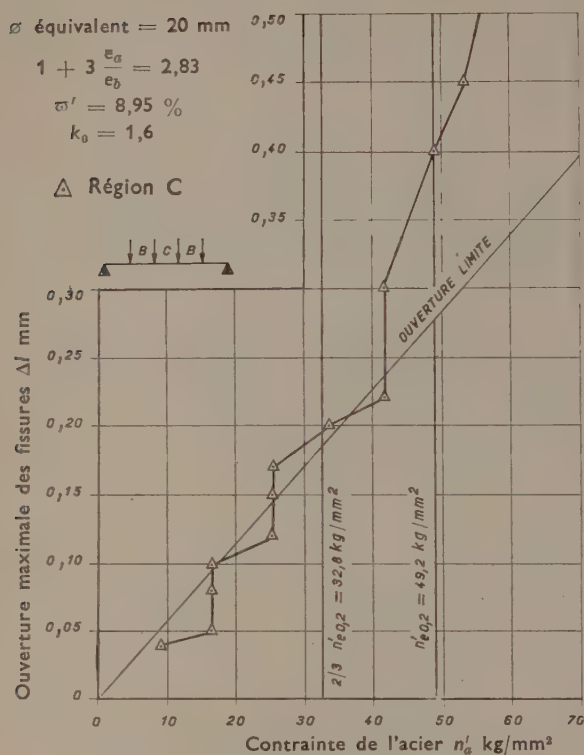


FIG. 32. — Acier Caron. Poutre sans talon.

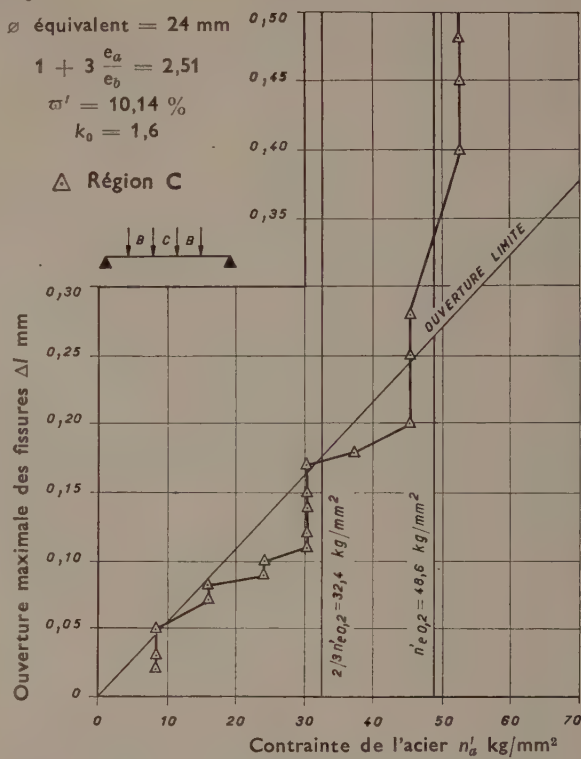


FIG. 33. — Acier Caron. Poutre à talon.

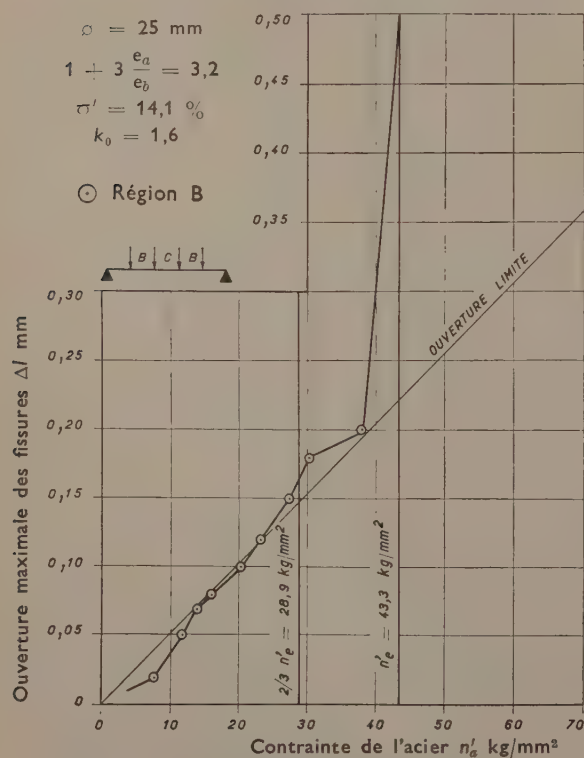


FIG. 34. — Acier crénelé. Poutre sans talon.

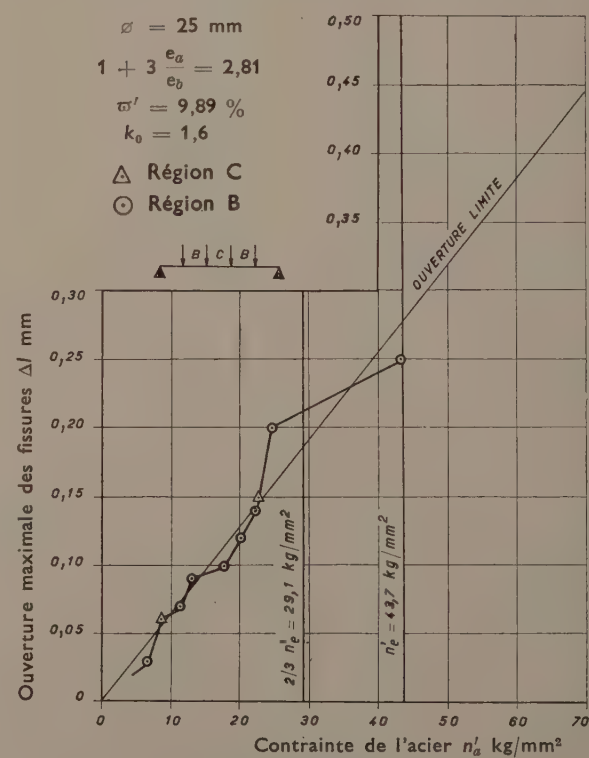


FIG. 35. — Acier crénelé. Poutre à talon.

Variation de l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte

$$\Delta l_{\max} = \frac{\sigma \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right) n'_a}{700 \sigma' k_0}$$

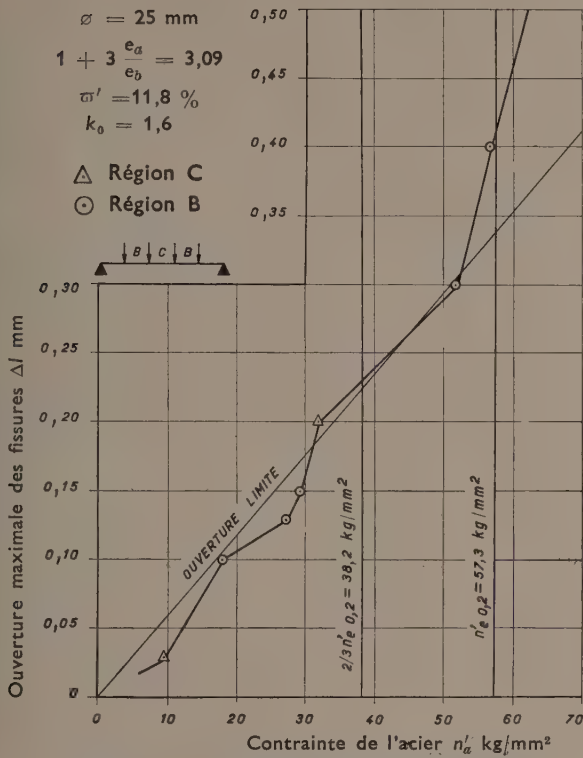


FIG. 36. — Acier Tentor. Poutre sans talon.

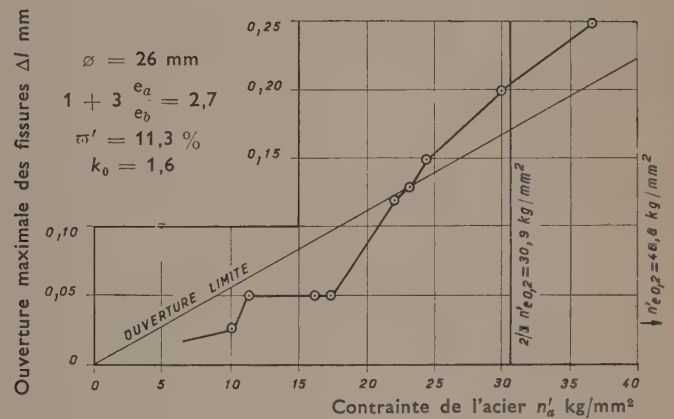


FIG. 37. — Acier Tor 40. Poutre en II.

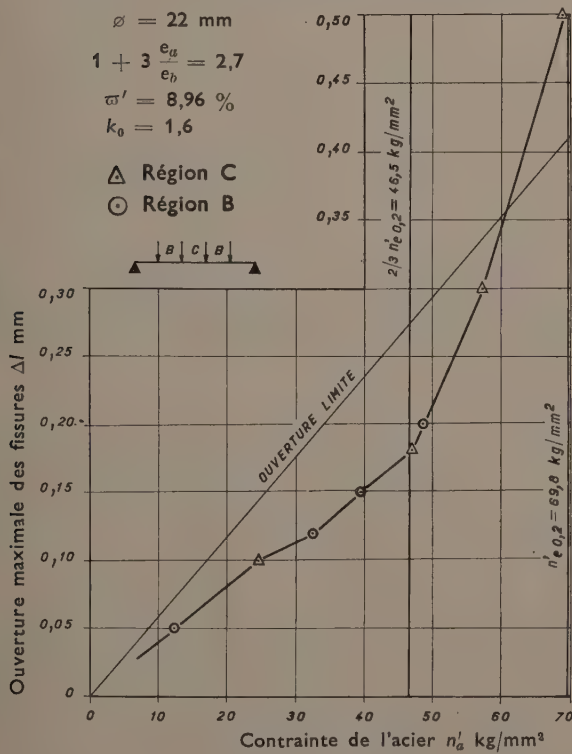


FIG. 38. — Acier Tor 60. Poutre sans talon.

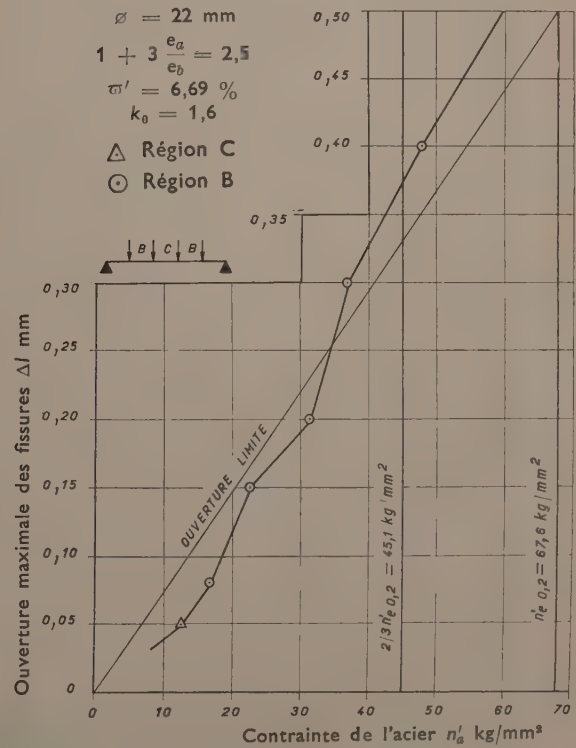


FIG. 39. — Acier Tor 60. Poutre à talon.

Variation de l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte

$$\Delta l_{\max} = \frac{\varnothing \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \right) n'_a}{700 \varpi' k_0}$$

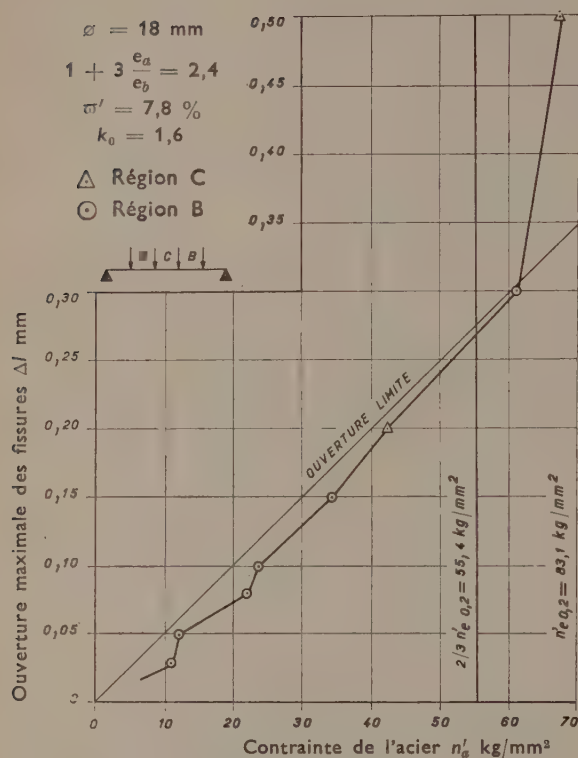


FIG. 40. — Acier Tor 80. Poutre sans talon.

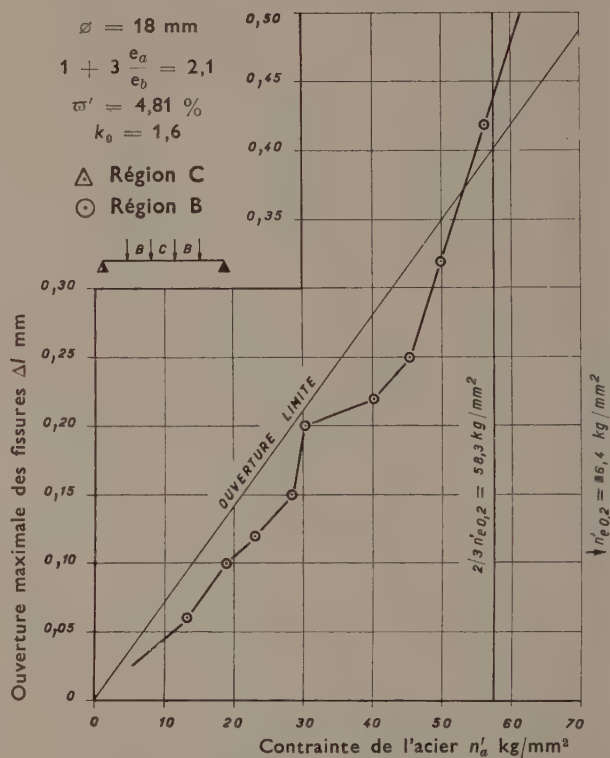


FIG. 41. — Acier Tor 80. Poutre à talon.

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES D'UN PROFIL D'ADHÉRENCE OPTIMALE

Depuis plusieurs années déjà, la *Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé* de France a poursuivi une série de recherches théoriques et expérimentales, en vue de la détermination d'un profil d'acier, devant bénéficier, pour une limite élastique de l'ordre de 60 kg/mm², des meilleures qualités d'adhérence compatibles avec les caractéristiques propres du béton.

Ces recherches nous ont conduits à étudier les diverses composantes mécaniques des phénomènes d'adhérence et des problèmes de scellement, notamment : effet de frottement, effet de butée, effet de dévissage, effet d'éclatement du béton d'enrobage.

La théorie de synthèse qui en est résultée nous a conduit à envisager *trois profils prototypes* d'aciers torsadés, comportant respectivement :

- I. deux nervures hélicoïdales, pour un pas de torsion de 5 \varnothing ;
- II. quatre nervures hélicoïdales, pour un pas de torsion de 7 \varnothing ;
- III. quatre nervures hélicoïdales et des ergots transversaux, pour un pas de torsion de 10 \varnothing .

Ces profils prototypes ont été laminés, à titre expérimental, grâce à l'obligeance des *Forges et Aciéries de Völklingen* et utilisés à la réalisation d'essais comparatifs de flexion, effectués aux Laboratoires de M. le D^r SÖRETZ, à Vienne.

Les essais ont été effectués sur trois séries de poutrelles, d'une portée de 3 m, dont le pourcentage d'armature variait de 0,1 à 0,9%, — la répartition des aciers étant la même dans tous les cas. Les armatures principales de traction étaient constituées, soit avec l'un des trois profils prototypes ci-dessus, soit avec l'un des trois profils commerciaux actuels d'aciers-60 : acier crénelé Kam-60 Suédois, Tor-60 Autrichien ou Tor-60 Suisse.

Pour toutes les poutres, il a été procédé, non seulement à la mesure des caractères mécaniques, mais à l'établissement complet du diagramme contrainte-allongement de l'acier.

Les valeurs obtenues correspondaient, en moyenne, aux ordres de grandeur suivants :

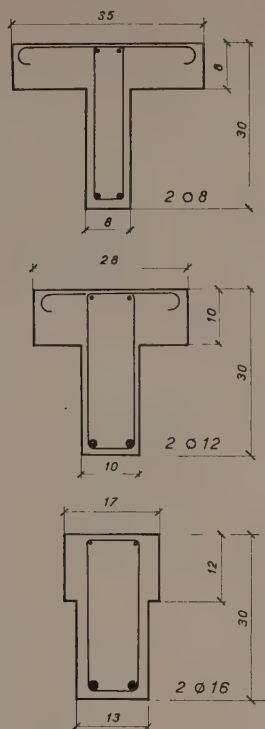


FIG. 42. — Sections médianes des poutrelles.

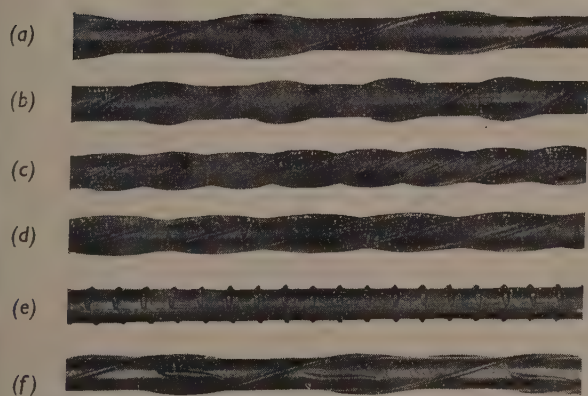


FIG. 43. — Profils expérimentés.

- a) Profil autrichien
- b) Profil prototype français (1)
- c) Profil prototype français (2)
- d) Profil prototype français (3)
- e) Profil suédois
- f) Profil suisse.

1° Profil Autrichien :

a) limite élastique 65,4 kg/mm², soit 80% de la limite de rupture;

2° Profils prototypes Français :

b) limite élastique 60,8 kg/mm², soit 84% de la limite de rupture;

c) limite élastique 62,5 kg/mm², soit 80% de la limite de rupture;

d) limite élastique 66,8 kg/mm², soit 82% de la limite de rupture;

3° Profil Suédois :

e) limite élastique 70,8 kg/mm², soit 71% de la limite de rupture;

4° Profil Suisse :

f) limite élastique 62,7 kg/mm², soit 86% de la limite de rupture.

Quant aux allongements de rupture, ils étaient compris, suivant les cas, entre 11 et 13%.

On peut en déduire que les caractères mécaniques de ces divers aciers peuvent être considérées comme satisfaisants. Toutefois, il importe de préciser que le profil prototype (I) possède, malgré son écrouissage très poussé, une limite élastique relativement peu élevée. Dans une moindre mesure, il en est de même du profil prototype (II).

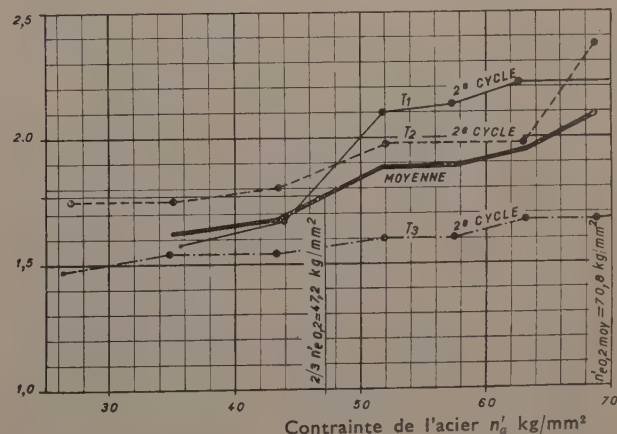
Les poutres de ces diverses séries, T1, T2, T3, ont été expérimentées environ un mois après leur bétonnage. La résistance de compression du béton atteignait une moyenne de 250 kg/cm². Le chargement fut réalisé, suivant le processus classique, au tiers et aux deux tiers de la portée, suivant trois cycles successifs (les deux premiers cycles étant poursuivis jusqu'aux conditions de service présumées et comprenant un déchargement total), le dernier cycle étant poursuivi jusqu'à rupture.

Les nombreuses mesures de fissuration ont permis d'établir, pour ces divers aciers, le diagramme des coefficients de fissuration k_0 , en fonction des contraintes de traction de l'acier (fig. 44, 45 et 46).

Dans les conditions de service, ces coefficients de fissuration atteignent pratiquement :

Pour les profils prototypes : I. $k_0 = 2,11$
II. $k_0 = 1,99$
III. $k_0 = 2,01$

Pour le profil Suisse, le coefficient k_0 est pratiquement le même ($k_0 = 1,99$), c'est-à-dire, sensiblement supérieur au profil Suédois d'acier crénelé ($k_0 = 1,77$) et au profil Autrichien d'acier torsadé ($k_0 = 1,82$).

FIG. 44. — Essais de M. le Dr Soretz.
Valeurs de k_0 . Acier Kam 60.

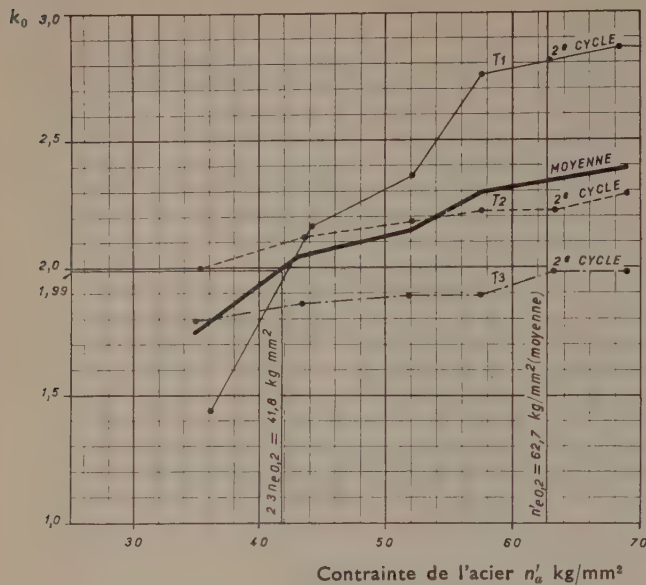


FIG. 45. — Essais de M. le Dr Soretz.
Valeurs de k_0 . Acier Tor 60 suisse.

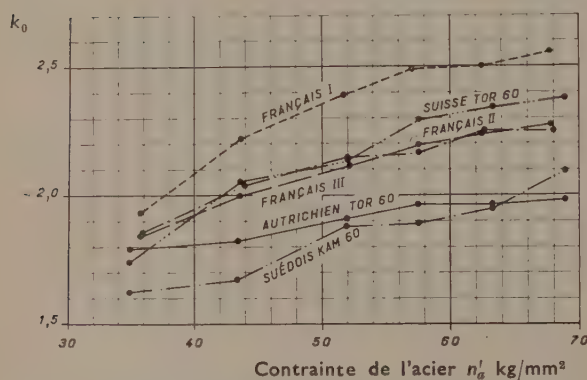


FIG. 46. — Essais de M. le Dr Soretz.
Valeurs de k_0 . Courbes moyennes.

On remarque que le profil prototype (I), comportant seulement deux nervures hélicoïdales, suivant un pas de torsion de 5 \emptyset , bénéficie d'un coefficient de fissuration élevé. Malheureusement, il ne possède que des caractères mécaniques assez modestes; de plus, il présente le danger d'un écrouissage excessif; il ne semble donc pas devoir être retenu.

En fait, ce sont le profil prototype (III) et le profil Suisse, qui semblent allier les meilleures caractères mécaniques et le plus grand coefficient de fissuration. Contrairement aux prévisions théoriques, le supplément d'adhérence, dû à la présence de segments longitudinaux ne semble pas sensiblement inférieur à celui qu'apportent des ergots transversaux; par ailleurs, ces ergots sont coûteux (du fait de leur laminage difficile) et risquent d'être dangereux (dans le cas d'un laminage défectueux). Aussi semble-t-il préférable d'adopter le principe de segments longitudinaux.

Des vérifications complémentaires ont permis de comparer les nombreuses mesures d'ouvertures de fissures aux conditions limites proposées par M. Erice.

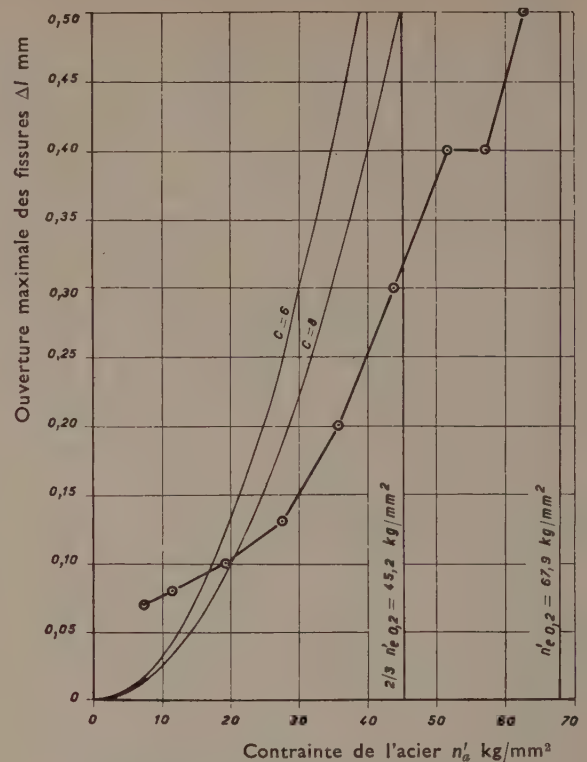


FIG. 47. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T1e. Acier Kam 60.

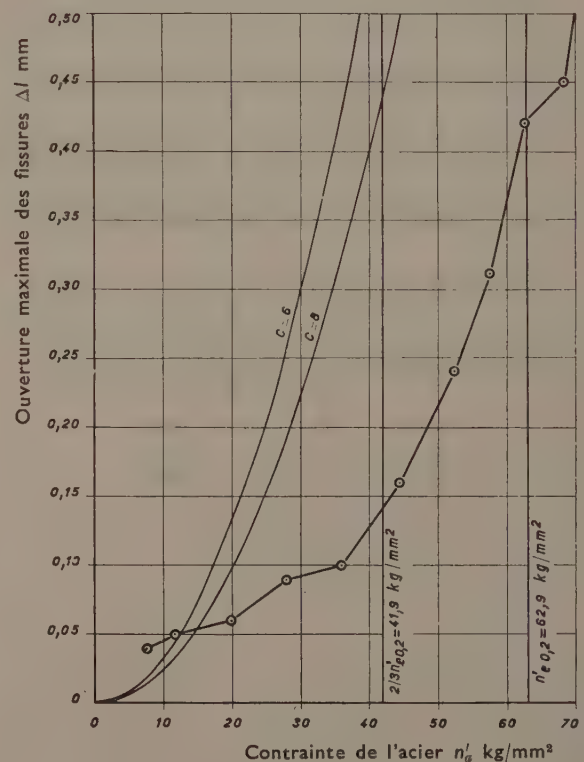


FIG. 48. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T1f. Acier Tor 60 suisse.

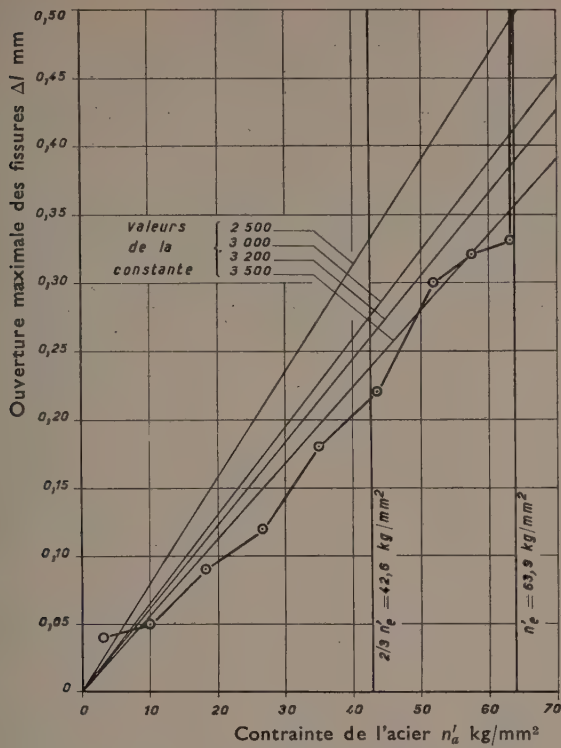


FIG. 49. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T2e'. Acier Kam 60.

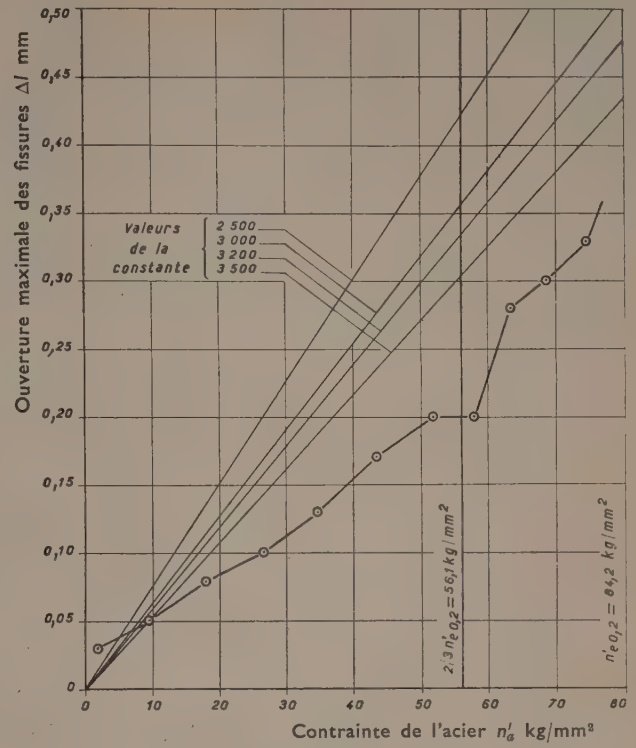


FIG. 51. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T3e'. Acier Kam 60.

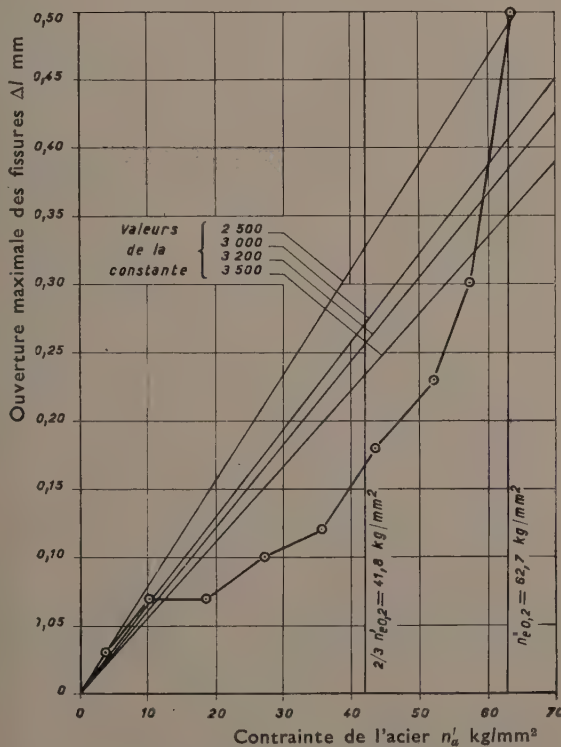


FIG. 50. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T2f. Acier Tor 60 suisse.

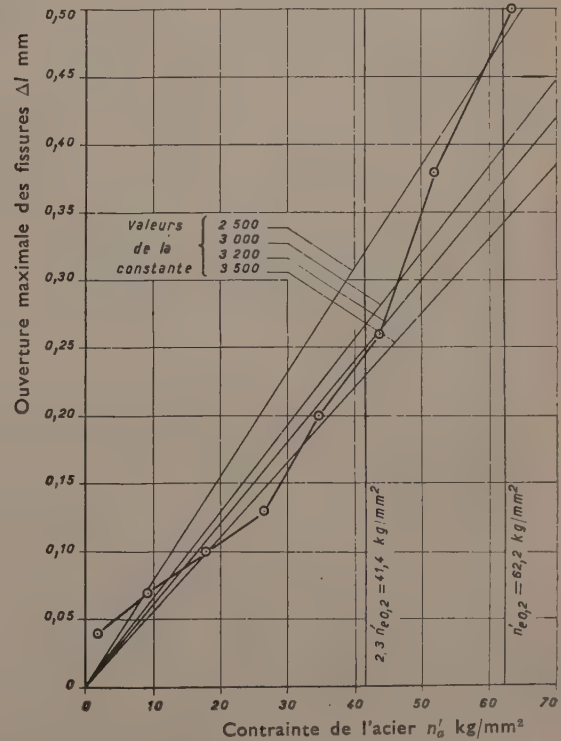


FIG. 52. — Essais de M. le Dr Soretz.
Poutre T3f. Acier Tor 60 suisse.

Les poutres de la série T1, présentant un très faible pourcentage d'armature, sont justifiables de la relation (1) (p. 564) de forme parabolique. La concordance entre les mesures et les courbes théoriques semble satisfaisante, non seulement pour la valeur 6 du coefficient multiplicateur, mais également pour la valeur 8 strictement conforme à la théorie et ne comportant aucun coefficient de sécurité. C'est ce que témoignent clairement les deux diagrammes relatifs à l'acier crénelé Suédois Kam-60 et à l'acier Tor-60 Suisse (fig. 47 et 48).

Les poutres de la série T2, dont le pourcentage correspond au domaine d'application de la relation (2) (p. 565), ont permis des vérifications comparables :

— d'une part, pour la valeur 2 500 du coefficient, tenant compte d'une marge de sécurité;

— d'autre part pour la valeur 3 500 de ce même coefficient, résultant de l'application directe de la théorie (fig. 49 et 50).

Il en est de même des poutres de la série T3 (fig. 51 et 52).

En conclusion, il semble que les conditions pratiques de fissuration, telles qu'elles résultent de la théorie de M. BRICE, ont pu, dans ces divers essais, pour différents types d'aciers de caractéristiques très diverses, conduire à des concordances satisfaisantes, en conformité avec la précision usuelle des mesures de fissuration.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Vous voyez que les deux conférenciers ont rigoureusement respecté l'horaire. Nous leur en sommes reconnaissants, puisque malgré cet horaire accéléré, les exposés ont été substantiels.

Je dois vous dire que ces exposés, évidemment, ne vous donnent pas la totalité des très nombreuses mesures qui ont été faites au cours des essais. Nous avons tenu à ce que les essais français soient aussi bien faits que certains essais étrangers et à ce que nous puissions publier des procès-verbaux réellement complets, susceptibles d'être utilisés par les personnes qui font de la recherche. Ces procès-verbaux, qui sont très volumineux, feront l'objet d'une publication spéciale à tirage limité. Entre temps, si quelqu'un voulait en prendre connaissance, je signale que nous possédons, à l'Institut Technique, des tirages complets qui peuvent déjà être utilisés.

Ceci étant, vous voyez que la commission qui est chargée de définir les conditions de l'emploi des aciers nouveaux a d'ores et déjà beaucoup de travail en perspective. Cette commission devra prendre connaissance des rapports complets et en tirer des conclusions que nous n'avons pas tirées nous-mêmes. Nous nous sommes contentés de fournir à la commission les éléments qu'elle nous demande, en lui indiquant ce que nous pensons du sujet.

Conformément à la tradition, je demande si quelqu'un désire des renseignements complémentaires. Je suis sûr que les conférenciers se feront un plaisir de les donner.

M. LAZARD. — Je vais dire d'abord combien ces deux conférences m'ont paru extrêmement intéressantes, extrêmement claires et extrêmement pertinentes. Elles apportent une foule de matériaux considérables qui permettent aux représentants français de figurer dignement sur des scènes étrangères lors de réunions internationales.

Je voudrais poser une question à M. PERCHAT, au sujet des formules à la rupture. Il a indiqué que les moments de rupture avaient été calculés par la méthode de M. Chambaud. Cette méthode a un peu évolué et je pense qu'il serait intéressant de bien préciser les formules qui ont été utilisées. J'ai eu entre les mains, l'autre jour, un document qui faisait allusion à la conférence de mardi prochain; il m'a semblé qu'il y avait un petit flottement sur la valeur de $n_1^{(1)}$ à prendre en compte.

Dans les premiers essais sur poutres en II armées d'acier Tor 40 et d'acier 42, nous avons prélevé après l'essai des éprouvettes de traction à cheval sur les sections de rupture et nous avons enregistré les diagrammes de traction correspondants. Autant que je me souviens, car c'est maintenant assez lointain, les relevements étaient de l'ordre de 20%, aussi bien pour l'acier doux que pour l'acier Tor 40 et autant que je me souviens aussi dans les résultats que j'ai présentés dans une publication de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et à l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (Congrès de Lisbonne 1956) les moments de rupture avaient été calculés avec un n_1 supérieur de 20 % à la limite élastique vraie de l'acier doux et à la limite élastique conventionnelle de l'acier Tor 40.

Il m'a semblé tout à l'heure que vous aviez indiqué que pour l'acier doux le coefficient de majoration était pratiquement négligeable et que, au contraire pour l'acier Tor, ce coefficient atteignait 1,20. Je voulais vous demander si pour ces poutres — je n'ai pas assisté à tous les essais — vous avez procédé à des essais de traction après rupture pour déterminer expérimentalement le n_1 réel et le comparer au n_1 du calcul.

M. PERCHAT. — Nous l'avons fait, mais je ne pense pas que de tels essais de traction effectués après rupture puissent permettre de connaître la contrainte réellement atteinte dans les barres au moment précis de la rupture. Nous avons trouvé en général de cette façon des contraintes supérieures à celles que donne le calcul direct à partir du moment de rupture observé. Il est en effet facile de calculer cette contrainte sans trop d'erreur, car le bras de levier ne saurait varier beaucoup au moment de la rupture.

Ce manque de concordance paraît dû à la raison suivante : au cours de l'essai la charge est appliquée au moyen de vérins à huile et la rupture est caractérisée par l'arrêt de la progression de l'aiguille du manomètre enregistrant la pression et donc l'effort. Cette aiguille reste stationnaire un moment puis rétrograde. A ce moment, la poutre se déforme énormément bien que la charge diminue car le débit d'huile n'ayant pas varié le vérin continue sa course. Les barres subissent donc, après que la charge maximale ait été atteinte, un écrouissage supplémentaire et de ce fait les contraintes mesurées après essai peuvent être supérieures aux contraintes réelles des barres lorsque la charge maximale est atteinte.

Il faudrait donc pouvoir arrêter l'essai à l'instant précis où l'aiguille du manomètre cesse sa progression. Pratiquement c'est

(¹) n_1 , contrainte de l'acier au moment de la rupture.

impossible car on doit s'assurer que l'arrêt de l'aiguille n'est pas un arrêt momentané dû à une cause fortuite et, pour cela, on attend toujours que l'aiguille rétrograde.

M. LE PRÉSIDENT. — Au surplus, j'aperçois dans la salle M. MARET, qui m'a fait observer, avec juste raison je crois, que comme la dernière phase de l'essai d'une telle poutre à faible pourcentage constitue un nouvel écrouissage de l'acier, le phénomène habituel du vieillissement doit se produire, et si on voulait déduire la contrainte exacte il faudrait non seulement s'arrêter à temps comme l'a dit M. PERCHAT, mais encore prélever immédiatement les éprouvettes, et les essayer immédiatement. Car le vieillissement peut donner quelques pour-cent de majoration entre le moment où l'on découpe l'éprouvette et le moment où la poutre s'est rompue. C'est bien, M. MARET, les observations que vous m'avez présentées ? Je crois qu'elles sont tout à fait valables. Mais M. LAZARD a tout à fait raison de faire faire cet essai parce que cela donne une valeur limite, le maximum de ce que la contrainte a pu atteindre.

M. PERCHAT. — Je reviens maintenant à la première partie de la question de M. LAZARD. Pour comprendre les différences observées dans les essais en cause entre les valeurs de n_1 , pour l'acier 42 et l'acier Tor, il faut se reporter à la manière dont on obtient cette valeur n_1 .

Une poutre étant armée d'un acier dont on connaît le diagramme de traction, l'élimination de y (distance de la fibre neutre à la face comprimée du béton) entre l'équation de projections d'une part et l'équation de déformation exprimant que les sections restent planes d'autre part conduit à une relation entre l'allongement des barres ε' et la contrainte n_1 . La courbe représentative est une hyperbole équilatère, et la « solution de rupture » de la poutre s'obtient par intersection de cette hyperbole et du diagramme, d'où la contrainte n_1 . Dans les essais de 1954 de la poutre en II, l'acier 42 avait un palier très court, alors que dans les essais de 1955 sur la poutre en T ce palier était beaucoup plus long (fig. 53).

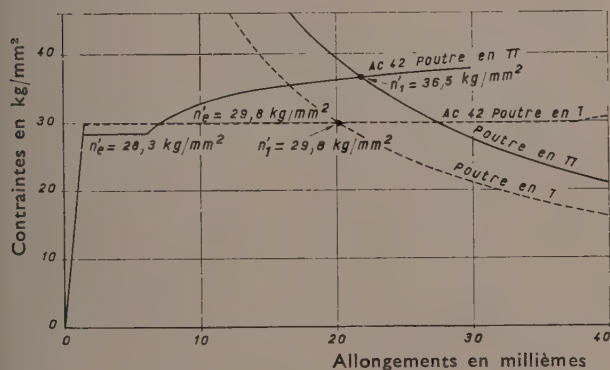


FIG. 53.

On comprend ainsi pourquoi dans le premier cas n_1 avait une valeur supérieure de 20% à la limite élastique⁽¹⁾ alors que dans le second cette valeur ne dépassait pas la limite élastique.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est justement le fait que la longueur de palier des aciers doux et des aciers 42 est assez variable, qui rend pratiquement impossible la mise en compte dans les calculs à rupture de contraintes de l'acier supérieures à la limite élastique.

⁽¹⁾ La figure montre que, pour la poutre en II, $n_1 = 36,5$ avec $n_0 = 28,3$ kg/mm² soit une majoration de 29 % mais des phénomènes de glissement interviennent et cette valeur ne peut être effectivement atteinte.

Voir R. CHAMBAUD. Le calcul à la rupture par flexion des poutres en béton armé à faible pourcentage d'armature tendue. *Annales ITBTP* (Juin 1954). TMC 22.

M. PERCHAT. — Enfin, pour répondre à la question de M. LAZARD sur les formules utilisées, les nombreux essais de traction effectués sur les aciers écrouis ont permis, pour ces aciers, de tracer les diagrammes de traction types⁽²⁾. Pour éviter d'avoir à chaque fois à chercher les intersections de ces diagrammes avec des hyperboles, on l'a fait une fois pour toutes et on a établi des abaques qui permettent de connaître sans ambiguïté la contrainte n_1 à prendre en compte dans les calculs⁽²⁾.

M. LAZARD. — Je voudrais poser maintenant des questions à M. SAILLARD, et je regrette que M. BRICE ne soit pas là car c'est à lui que je les aurais posées. Vous avez parlé surtout des largeurs maximales des fissures et je dois ici reconnaître la qualité des observateurs du Laboratoire. Vous avez montré que les formules de M. BRICE, en particulier dans les grandes poutres de 7,50 de portée, représentaient remarquablement bien les phénomènes. Mais dans la théorie de M. BRICE, il y a d'autres points et je ne sais pas si vous avez essayé de les vérifier ou de les infirmer. La théorie de M. BRICE donne des formules permettant de connaître l'espacement minimal et l'espacement maximal des fissures. Nous avons fait quelques essais, j'en ai rendu compte à l'*Association Internationale des Ponts et Charpentes* et je ne m'étais pas trouvé en parfait accord avec M. BRICE; en particulier l'espacement minimal des fissures était pratiquement la moitié de la valeur inférieure limite donnée par M. BRICE, et les espacements maximaux environ une fois et demie cette valeur, l'espacement moyen étant à peu près le même.

Avez-vous cherché à déterminer statistiquement, pour différentes valeurs de la contrainte, l'espacement minimal des fissures, l'espacement maximal, le rapport entre l'espacement minimal et l'espacement maximal, et l'espacement moyen ?

M. SAILLARD. — En aucun cas, nous n'avons déterminé ce rapport d'une manière systématique et, encore moins, d'une manière statistique. Toutefois, dans le cas des grandes poutres, nous avons noté des divergences très sensibles entre les valeurs relatives de l'espacement maximal, de l'espacement moyen et de l'espacement minimal des deux fissures consécutives.

En toute logique, ces divergences auraient dû entraîner une dispersion importante dans les valeurs correspondantes du coefficient de fissuration k_0 . Pratiquement, dans la poursuite de notre interprétation, nous avons préféré nous en tenir à une valeur moyenne $k_0 = 1,6$ de ce coefficient de fissuration. Nous obtenons ainsi une bonne concordance entre les ouvertures maximales théoriques des fissures et les ouvertures réelles correspondantes.

Cette concordance nous incite à penser qu'en première approximation, les prévisions de la théorie correspondent pratiquement aux résultats des mesures et, plus généralement, au comportement des ouvrages les plus courants. C'est ce qui nous permet de justifier la validité des conditions de fissuration proposées pour la rédaction des prochaines Règles.

M. LAZARD. — Vous avez signalé que les flèches étaient en général le double de celles obtenues par le calcul, calcul déjà assez favorable. En général, dans ce genre d'essais, le module d'équivalence est plus près de 5 que de 15. N'y aurait-il pas moyen, par la théorie de M. BRICE, de trouver une formule donnant la flèche ?

M. SAILLARD. — Lors de la session de Rome du *Comité Européen du Béton*, M. ROBINSON avait présenté une proposition de calcul des déformations, basée sur l'application de la théorie de fissuration de M. BRICE. Dans l'état actuel de nos recherches, nous n'avons pu encore procéder à une comparaison complète des formules théoriques de M. ROBINSON et des mesures expérimentales de flèches, indiquées par M. PERCHAT.

Diverses études sont envisagées, tant à la Chambre Syndicale qu'au *Comité Européen*. D'ici quelques mois, nous disposerons vraisemblablement de renseignements plus précis sur le mode de calcul de ces déformations.

⁽²⁾ Voir R. CHAMBAUD. Le calcul du béton armé à la rupture. État actuel de la question. *Annales ITBTP* mars-avril 1959, TMC 34, pp. 315 et 324.

M. LAZARD. — Si l'on pouvait arriver à trouver des formules des flèches aussi satisfaisantes que celles des autres données, ce serait vraiment intéressant.

M. SAILLARD. — Je crois que nous disposons d'un nombre suffisant de mesures, pour pouvoir entreprendre une interprétation valable.

M. LE PRÉSIDENT. — Il serait tout à fait souhaitable que l'on puisse trouver un moyen simple d'évaluer a priori les flèches. D'après les résultats indiqués par M. PERCHAT vous avez pu voir que les flèches sont un peu supérieures à ce que nous aurions pu attendre. Autrement dit, chaque fois que nous sommes avec des aciers de haute qualité, nous diminuons la section et le poids de ces aciers, mais nous augmentons aussi la flexibilité des poutres. Remarquez qu'il ne faut pas s'affoler sur les valeurs des flèches qui ont été indiquées, car dans les bâtiments les différents éléments d'un plancher sont liés entre eux et les flèches réelles sont bien inférieures à celles observées au cours de l'essai d'une poutre iso-statique.

M. ROBINSON. — La largeur d'une fissure dépend non seulement de l'allongement de l'acier mais aussi du raccourcissement du béton, car le béton présente du retrait. Dans les essais de laboratoire, on admet implicitement que le retrait est faible et on a l'habitude de ne pas en tenir compte. Mais, l'intervention du retrait dans des éléments armés d'acier doux, peut très bien conduire à des ouvertures de fissures atteignant le double de celles qui seraient prévues d'après les essais. Il y a généralement une majoration de l'ordre de 50 % au moins. Par conséquent, est-il bien convenable de bâtir des formules donnant à 10 % près des largeurs de fissures qui ont été observées en laboratoire ? Lorsque nous chercherons en effet à les appliquer aux constructions réelles, nous commettrons des erreurs qui pourront aller de 50 à 100 %.

M. SAILLARD. — C'est pour tenir compte de l'influence du retrait, de l'effort tranchant et des divers facteurs de dispersion expérimentale que M. BRICE a envisagé l'introduction d'une marge de sécurité dans les conditions pratiques de fissuration. Ainsi, en flexion, le coefficient multiplicateur de la contrainte-limite de traction de l'acier se trouverait ramené de 3 500 à 2 500. Dans tous les cas où le retrait n'atteint pas des valeurs exceptionnelles, cette marge paraît suffisante.

M. ROBINSON. — J'estime que les seules formules convenables sont les formules binômes dans lesquelles sont en évidence l'influence de la contrainte de l'acier et l'influence du retrait.

Dans le calcul des flèches le retrait intervient aussi. La flèche vient de la courbure; la courbure est égale à la somme de l'allongement relatif de l'acier et du raccourcissement relatif du béton comprimé divisée par la hauteur utile. Le retrait peut très bien aller jusqu'à tripler la valeur de la flèche qui se produirait s'il n'intervenait pas.

M. CARPENTIER. — Je voudrais savoir sur quelle bases expérimentales reposent les valeurs des ouvertures de fissures considérées comme admissibles.

M. SAILLARD. — Les données utilisées correspondent aux propositions du Comité Européen du Béton; elles sont extraites d'un

Rapport Néerlandais du C.U.R., dans lequel se trouvent rassemblées de nombreuses observations, concernant la tenue des ouvrages fissurés.

M. CARPENTIER. — Je connais très bien ce rapport, mais je dois dire que ces observations faites sur six ouvrages seulement sont vraiment bien peu nombreuses pour en déduire une limitation théorique définitive. Avant le Congrès de Stockholm, j'avais fait faire une enquête sur plus de 3 000 ponts en béton armé de la S.N.C.F., et les conclusions étaient que la largeur des fissures transversales résultant des efforts de traction n'était absolument pas déterminante pour la corrosion des armatures.

M. SAILLARD. — Des enquêtes analogues ont été poursuivies en Suède; elles sont abouti à la mise au point d'une théorie de fissuration, par le Professeur WÄSTLUND, MM. JONSSON et OSTERMAN. Les nombreuses mesures expérimentales d'ouvertures de fissures, qui ont servi de base à cette théorie, ont été effectuées sur des ouvrages réels, dans les conditions de service. Ces mesures semblent bien confirmer nos résultats d'essais.

Est-ce à dire que nos propositions puissent avoir un caractère définitif ? Certainement pas. Les valeurs, proposées pour l'ouverture maximale admissible des fissures, sont entachées d'un empirisme certain et ne sont données qu'à titre provisoire. Nous pourrions les corriger, dès que nous aurons pu développer et compléter nos investigations statistiques.

M. LE PRÉSIDENT. — Est-ce que M. le D^r SORETZ a une opinion sur la question ?

M. LE D^r SORETZ. — Je suis un peu de l'avis de M. CARPENTIER. Avec un bon béton on peut tolérer pour un ouvrage une ouverture des fissures plus large que celle qu'on admettrait avec un béton de qualité médiocre. Mais la répartition des ferraillements et l'enrobage jouent également un rôle. Si l'enrobage est très important : 5,6 cm ou même plus, les fissures sont toujours très espacées et très larges, de l'air peut entrer dans les fissures ce qui constitue un danger certain pour la durée de la construction. D'un autre côté, nous avons fait des mesures au cours d'essais de longue durée, et nous avons étudié pour cette étude cent mille mesures de fissures. Nous avons trouvé la plupart des chiffres indiqués par M. ROBINSON.

Nous avons aussi étudié en divers points des constructions réelles allant jusqu'à 30 m de portée pour voir ce qui se passait du point de vue fissuration, et nos constatations sont sensiblement les mêmes que les vôtres c'est-à-dire que pour une construction réelle il semble que la fissuration soit un peu plus importante que dans les essais de laboratoire. Ce n'est pas le retrait qui intervient ici mais plutôt le mode de chargement. Dans les essais de laboratoire le chargement est fixe et on observe la fissuration. Mais dans une construction réelle, on peut seulement constater les effets de la charge permanente; d'une observation à l'autre, les charges roulantes ont joué. C'est il me semble la raison pour laquelle la construction réelle paraît se comporter moins bien que les constructions de laboratoire.

M. LE PRÉSIDENT. — M. le D^r SORETZ, tout en vous disant que nous sommes très honorés de vous avoir ce soir parmi nous, nous vous remercions d'avoir bien voulu nous donner votre avis sur cette question assez délicate.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite.)

DOCUMENTS
TECHNIQUES

UNIFIÉS

Devant la multiplicité et l'accroissement des directives concernant les travaux à exécuter élaborées ou publiées par différents organismes d'une part, devant la rapidité de l'évolution des techniques d'autre part, il a semblé opportun tant à certaines administrations qu'aux professions du Bâtiment de rechercher l'unification de ces textes.

En avril 1958, le Président de la Fédération Nationale du Bâtiment, le Président de l'Ordre des Architectes, le Président de l'Union Nationale Interprofessionnelle des Matériaux de Construction et des Produits de Carrière, conviaient l'AFNOR, les Bureaux VERITAS et SECURITAS, le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, le Centre Technique du Bois, la Fédération des Fabricants de Tuiles et Briques à constituer avec eux un groupe réunissant les organismes, instituts, centres et laboratoires intéressés à l'établissement de textes techniques concernant le Bâtiment.

Le protocole signé en 1958 spécifiait que les co-signataires étaient « désireux d'organiser le travail de rédaction des textes techniques à valeur de proposition de normes, d'avant-projet de normes,

cahiers des charges, recommandations, afin de limiter des pertes de temps et d'aboutir aussi rapidement que possible à établir et tenir à jour un ensemble complet de ces textes ».

Ce groupe de travail comprend les représentants de certaines administrations.

Les documents techniques qu'il élabore, relatifs aux seules activités du Bâtiment et de ses annexes, sont dénommés « Documents Techniques Unifiés ». C'est pourquoi ce groupe est couramment désigné sous le nom de « Groupe D.T.U. ».

Le Groupe s'est d'abord consacré à l'établissement ou à la sélection d'un ensemble de cahiers des charges d'exécution des travaux des différents corps d'état, qui sont destinés à être utilisés dans les marchés de bâtiment par la simple référence : les travaux seront exécutés conformément aux cahiers des charges D.T.U.

Ci-après, la liste des Documents Techniques Unifiés édités en 1959 et dont l'application est recommandée, ainsi que la liste de ceux en préparation.

DOCUMENTS TECHNIQUES UNIFIÉS PARUS *

DENOMINATION	ETABLI PAR	PUBLIE PAR
Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (dites règles N. V. 46).	Commission spéciale présidée par M. CAQUOT.	La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (janv. 1947) et C. S. T. B. (janv. 1947).
Cahier des Charges applicable aux travaux de maçonnerie béton armé, plâtrerie .	C. S. T. B.	C. S. T. B., 2 ^e éd. du Cahier 134 (juin 1958).
Cahier des Charges applicable aux travaux de ravalement-maçonnerie .	Groupe D. T. U.	Cahier du C. S. T. B. 329. Livraison 41 (déc. 1959).
Cahier des Charges applicable aux travaux de ravalement-peinture .	Groupe D. T. U.	Cahier du C. S. T. B. 336. Livraison 42 (fév. 1960).
Cahier des Charges applicable aux travaux effectués en béton caverneux à granulats lourds sans éléments fins .	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 272. Livraison 33 (1958) et Moniteur n° 135 (supplément) du 18 octobre 1958.
Cahier des Charges applicable aux travaux effectués en béton caverneux à granulats lourds avec éléments fins .	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 322. Livraison 40 (oct. 1959).
Règles d'utilisation du béton armé (dites B. A. 45).	Commission spéciale présidée par M. CAQUOT.	Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (mars 1948).
Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite d'élasticité supérieure ou égale à 40 kg/mm ² (règles 48 ronds n° 40-60).	Commission spéciale présidée par M. CAQUOT.	La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (oct. 1948).
Cahier des Charges pour réservoirs et cuves (en béton armé).	F. N. B.	Société d'Éditions du Bâtiment, 1957.
Cahier des Charges applicable aux travaux d' enduits .	Extrait du Cahier correspondant S. N. C. F.	Cahier du C. S. T. B. 314. Livraison 39 (août 1959) et Moniteur n° 145 du 8 août 1959.
Cahier des Charges applicable aux travaux de plafonds suspendus en éléments de terre cuite .	Groupe D. T. U.	Cahier du C. S. T. B. 313. Livraison 39 (août 1959) et Moniteur n° 145 (supplément) du 29 août 1959.
Recommandations de mise en œuvre et règles de calcul mécanique et thermique des blocs creux de terre cuite de grand format à perforations horizontales pour murs extérieurs enduits.	F. F. T. B. et C. S. T. B.	4 ^e document du Cahier du C. S. T. B. 298. Livraison 37 (avril 1959) et Moniteur n° 143 du 13 juin 1959.
Cahier des prescriptions techniques générales applicable aux travaux de charpente et escaliers en bois .	C. S. T. B.	Cahier du C. S. T. B. 164. Livraison 17 (1953).

* Liste arrêtée au 15 janvier 1960 des cahiers des charges et règles de calcul D.T.U., parue dans le Cahier du C.S.T.B. 336, Livraison 42 (février 1960).

DENOMINATION	ETABLI PAR	PUBLIE PAR
Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques (dites règles C. M. 56).	Commission spéciale présidée par M. CAQUOT.	Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (janv. 1956).
Cahier des Charges des revêtements de sol scellés applicable aux locaux d'habitation, bureaux et établissements d'enseignement.	C. S. T. B.	Cahier du C.S.T.B. 244. Livraison 29 (1957) et Moniteur n° 132 du 15 mars 1958.
Cahier des Charges pour la fourniture des revêtements de sol en linoléum .	C. S. T. B.	Cahier du C.S.T.B. 286. Livraison 35 (1958).
Cahier des Charges applicable aux travaux d' étanchéité des toitures-terrasses et des toitures inclinées.	Groupe D. T. U.	Cahier du C.S.T.B. 328. Livraison 41 (décembre 1959).
Cahier des Prescriptions Techniques Générales applicable aux travaux de peinture, nettoyage de mise en service, vitrerie, miroiterie, papier de tenture .	C. S. T. B.	Cahier du C.S.T.B. 139. Livraison 14 (1952).
Cahier des Charges applicable aux travaux de plomberie sanitaire pour bâtiments à usage d'habitation.	Groupe D. T. U.	Cahier du C.S.T.B. 321. Livraison 40 (oct. 1959).
Cahier des Charges provisoire des installations de chauffage central concernant le bâtiment.	Groupe D. T. U.	Cahier du C.S.T.B. 336. Livraison 42 (février 1960).
Méthode de calcul des déperditions thermiques des locaux en régime continu (dite règles CORMAT).	A. I. C. V. F.	Association pour le Progrès par la Vulgarisation du Chauffage et de la Ventilation en France.

OUVRAGES CONFORMES AUX D. T. U.

DENOMINATION	ETABLI PAR	PUBLIE PAR
Travaux de ravalement — Guide pratique.	F. N. B. — I. T. B. T. P. F. P. B.	C. S. T. B. Février 1960. Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

ADRESSE DES EDITEURS :

C.S.T.B., 4, avenue du Recteur-Poincaré, Paris (16°).

Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris (16°).

Société d'Editions du Bâtiment, 8, quai de Gesvres, Paris (4°).

Association pour le progrès par la vulgarisation du chauffage et de la ventilation en France, 19, rue Blanche, Paris (9°).

DOCUMENTS TECHNIQUES UNIFIÉS EN PRÉPARATION *

Reconnaissance des sols.

Terrassements.

Fondations :

- 1^o fondations superficielles;
- 2^o force portante et tassements des fondations superficielles;
- 3^o fondations sur puits;
- 4^o fondations sur pieux :
 - a) moulés dans le sol,
 - b) moulés d'avance;
- 5^o force portante des pieux et terrassements;
- 6^o groupe de pieux, force portante, tassements;
- 7^o tassement des fondations;
- 8^o Soutènements.

Cuvelages.

Maçonneries.

Maçonnerie de béton non armé de granulats lourds.

Béton armé. Exécution des ouvrages.

Béton caverneux de granulats légers.

Fumisterie.

Plâtrerie :

- enduits intérieurs sur murs et cloisons;
- plafonds constitués par enduits sous bardeaux et hourdis;
- plafonds constitués par un enduit fixé armé;
- plafonds fixés constitués par des plaques;
- plafonds suspendus constitués par des plaques;
- plafonds constitués par un enduit suspendu armé.

Revêtements de sols industriels.

Charpente en bois.

Constructions Métalliques :

- a) cahier provisoire,
- b) cahier définitif.

Menuiseries en bois.

Menuiseries métalliques.

Serrurerie, Quincaillerie, Petite Charpente métallique.

Vitrierie, miroiterie.

Couverture.

Parquets.

Revêtements muraux :

- a) scellés,
- b) fixés.

Chauffage Central :

- b) cahier définitif :
 - b 1) calcul des déperditions thermiques;
 - b 2) sécurité des installations à eau chaude;
 - b 3) panneaux chauffants;
 - b 4) symboles graphiques;
 - b 5) chaudières à haute pression;
 - b 6) foyers, chaufferies, soutes.

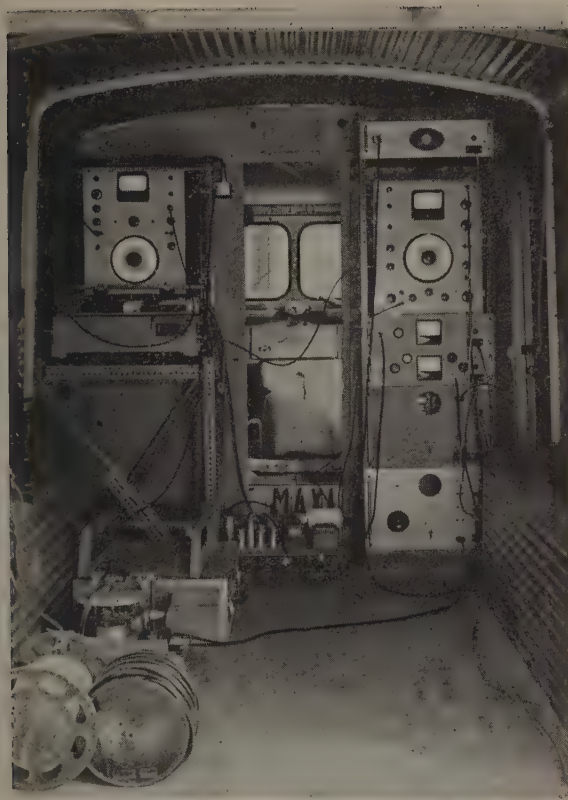
Peinture.

Installations de gaz.

Electricité.

Ascenseurs.

* Cette liste correspond à des projets de rédaction de Documents Techniques Unifiés dont il n'est pas possible de fixer la date de parution.



LES MESURES ACOUSTIQUES DANS LE BATIMENT

Mesures en œuvre

Le pouvoir absorbant ou isolant d'un matériau ou d'un élément de construction peut se mesurer en laboratoire. Les résultats donnés permettent de définir un classement dans les conditions de mise en œuvre optimales et d'établir un projet.

Le matériau ou l'élément de construction étant mis en place, il arrive que l'isolation ou l'absorption escomptée ne soit que partiellement obtenue. La mesure en œuvre permet alors de chiffrer cette insuffisance, de localiser les endroits défectueux et, partant, d'envisager les modifications à apporter.

*
* *

Les mesures phoniques nécessitent un appareillage coûteux et un personnel spécialisé. Pour qu'elles soient significatives, il est indispensable de s'adresser à un laboratoire possédant l'un et l'autre. Ces mesures vont être unifiées en France (1).

Le but de cette note est de donner une idée de la façon dont sont conduites les mesures et les possibilités des appareils employés.

*
* *

(1) Le CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT doit publier prochainement un document officiel.

Les mesures prévues peuvent très schématiquement se répartir en deux catégories :

— celles qui indiquent les caractéristiques acoustiques propres d'un local ;

— celles qui permettent d'évaluer son isolation par rapport à ce qui l'entoure.

On peut ranger, dans la première catégorie, la mesure du temps de réverbération, du coefficient d'absorption des parois, du niveau sonore ambiant ; dans la seconde catégorie, l'isolation procurée par les parois aux bruits aériens et aux bruits d'impact.

Les appareils de mesure ou d'enregistrement qui sont utilisés dans les deux cas sont les mêmes ; leurs caractéristiques couvrent tous les besoins.

Ces appareils sont plus ou moins volumineux, mais toujours transportables et peuvent aussi bien donner un résultat lu sur un cadran qu'un enregistrement complet permettant d'étudier à fond le problème.

Lorsqu'on désire mesurer l'isolation d'une paroi quelconque, il suffirait, en principe, de mesurer les niveaux sonores de chaque côté de celle-ci, estimation facile quand la source de bruit gênant fonctionne en permanence ou presque (chaufferie, ascenseur, etc...). Par contre, lorsque le bruit est irrégulier ou que l'on cherche à connaître, d'une façon générale, l'isolation à apporter, il est indispensable d'employer une source artificielle de bruits

aériens ou d'impact possédant des caractéristiques connues, et qui s'étendent sur une large gamme de fréquence, ce qui permettra une exploration sonore complète. Ces appareils générateurs de bruits sont également unifiés et, seuls, les laboratoires qui seront mentionnés dans le document en cours de préparation les possèdent.

Pour satisfaire à ces besoins, le CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS s'est équipé avec le matériel suivant :

Pour mesurer le niveau sonore, un SONOMETRE portatif donnant les niveaux de + 24 à + 134 db. Il permet des mesures en phones à deux niveaux de 40 et 70 db.



Fig. 1. — Sonomètre portatif

Pour une analyse plus précise du bruit, cet appareil peut être réuni à un filtre 1/3 d'octave permettant une analyse spectrale en fonction de la fréquence de 36 à 17 900 Hz.

Pour mesurer les pressions acoustiques, un SPECTROMETRE automatique. Cet appareil est composé de 27 filtres 1/3 d'octave à fréquences standard permettant une analyse de 16 à 32 000 Hz et compte également trois circuits nécessaires pour les mesures en db pondérés (1).

Sa sensibilité est telle qu'il permet les mesures de pressions sonores de l'ordre de 0 à + 140 db. Il est couplé à un enregistreur de niveau permettant l'enregistrement automatique des spectres de bruits.

Pour mesurer les temps de réverbération à toutes fréquences, ce qui est particulièrement intéressant lors d'une étude de revêtement absorbant, le spectromètre est synchronisé avec un générateur basses fréquences à niveau constant.

Ce générateur, modulé en fréquence, évite d'autre part la production d'ondes stationnaires lors de

(1) Le db pondéré est une valeur du niveau sonore corrigée en fonction des caractéristiques de l'oreille humaine.

C'est quotidiennement que des équipes spécialisées se déplacent pour effectuer ce genre de mesures aussi bien dans des logements neufs que dans des habitations plus anciennes. Il suffit donc de s'adresser aux laboratoires lorsque se pose un problème d'acoustique.

* * *

mesures d'isolement des parois. Dans certains cas, une approximation suffisante peut être obtenue à l'aide d'un coup de pistolet chargé à blanc.

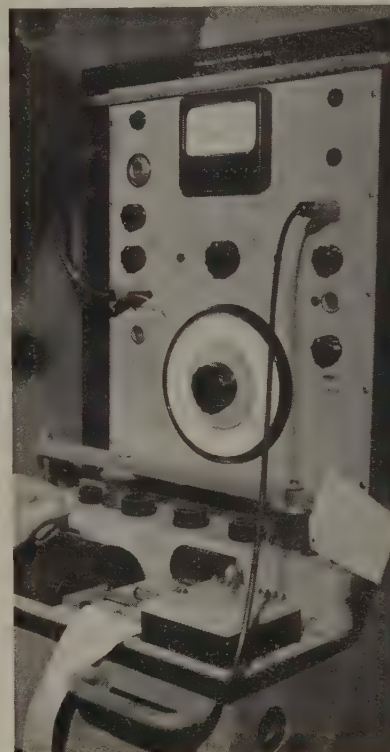


Fig. 2. — Spectromètre à enregistrement synchronisé

Pour mesurer l'isolation acoustique d'un plancher aux bruits de choc, l'émetteur est constitué par une machine à frapper normalisée à commande électrique.



Fig. 3. — Machine génératrice de bruits d'impact

Pour mesurer l'isolation acoustique d'une paroi aux bruits aériens, les appareils précédemment décrits sont utilisés. En outre, l'émetteur de bruit est constitué soit par le générateur basse fréquence décrit,

soit par un générateur de bruit blanc alimentant un amplificateur de 50 W débitant sur deux hauts-parleurs tournants.



Fig. 4. — Hauts-parleurs tournants

* *

Grâce à cette gamme étendue d'appareils, le CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS est à même d'effectuer toutes mesures acoustiques en œuvre.

Dans les mois à venir, la section acoustique doit acquérir ou fabriquer de nouveaux appareils aug-

mentant encore les possibilités : magnétophone de haute qualité réalisant des enregistrements dont le dépouillement en laboratoire permet plus facilement les analyses et les mesures de niveau ; mise au point d'une méthode pouvant mettre en évidence les ponts phoniques et l'influence de la structure du bâtiment, etc...



SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT
TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX
PUBLICS N° 149, MAI 1960.

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

6, RUE PAUL-VALÉRY PARIS-XVI^e.

Imp. G. Granguillot - PARIS

le foisonnement et le tassement

des TERRES

Le foisonnement est la propriété que présentent les terres d'augmenter de volume lorsqu'on les manipule. Les terres foisonnées subissent un phénomène inverse de tassement lors de leur transport.

Nature du phénomène.

Une décompression de terrain entraîne la formation de vides partiels entre les cailloux, les particules plus ou moins grosses, etc... Dans la majorité des cas, la terre remise en place n'occupe plus le même volume. Le foisonnement est donc le rapport qui existe entre le volume avant la fouille et le volume après la fouille.

Application.

Dans le domaine routier, le problème du foisonnement se pose soit à propos des études de remblais et de déblais, soit à propos de transport de terres.

En compactant les remblais par couches successives à l'aide d'engins très puissants, lors de constructions de routes ou de pistes d'envol, on obtient un tassement tel que la terre foisonnée reprend et même dépasse sa densité initiale.

S'il s'agit, par contre, de transport de terres, il est intéressant de connaître l'importance du foisonnement en fonction de la nature des terres transportées.

Le foisonnement varie en moyenne de 15 à 25 %. Le phénomène inverse de tassement entraîne une diminution de volume de l'ordre de 5 à 15 %. Pour certaines terres bien cataloguées, on a établi des coefficients de foisonnement (tableau ci-dessous). Dans les autres cas, on se reportera aux moyennes indiquées précédemment.

Désignation	Terres foisonnées	Après pilonnage arrosage
Terre végétale, alluvions, sable.	1,10	1,05
Terre franche grasse.	1,20	1,07
Terre marneuse, argile assez compacte.	1,50	1,30
Terre marneuse très compacte et dure.	1,70	1,40
Terre crayeuse.	1,20	1,10
Tuf dur.	1,55	1,30
Roc à la mine en moellons.	1,65	1,40

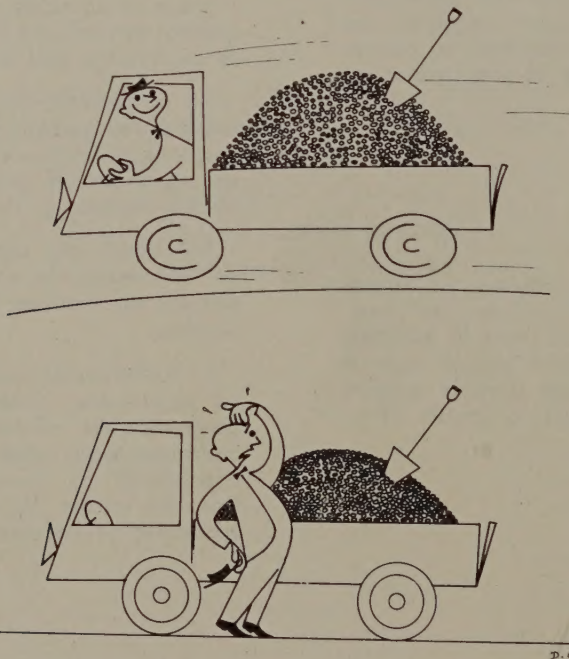
Dans les chantiers importants, on tiendra compte de l'ensemble foisonnement-tassement dans le tableau des mouvements de terres. On multipliera tous les chiffres de la colonne des déblais par le coefficient voulu, de façon à obtenir le volume réel des remblais provenant des déblais. On aura ainsi le volume d'apport qu'il faudra ajouter ou, au contraire, le volume des terres en excédent.

Nous pouvons avoir, par exemple :

Terre en place.....	1 000 m ³
Foisonnement 20 %.....	200 m ³
<hr/>	
Terre remuée.....	1 200 m ³
Tassement 8 %.....	96 m ³
<hr/>	
Résultats du déblais mis en remblais	1 104 m ³



L'étude du foisonnement et du tassement permettra d'éviter des surprises et des déboires surtout dans le cas de transport de terres très foisonnantes. Il est désagréable, par exemple, de payer 10 m³ de terre et de n'en voir arriver que 9 sur le chantier, le mètre cube manquant étant dû au tassement qui s'est produit au cours du transport. C'est un problème qu'il ne faut pas négliger dès que les cubages de terre deviennent importants.



COMPTE RENDU DE LA PREMIÈRE SESSION D'ÉTUDES 8 et 9 novembre 1956

— I. Spécifications et cahier des charges pour la fourniture des aciers. — II. Tensions admissibles pour les aciers. — III. Corrosion des aciers. ANNEXE. — Spécifications techniques

Un volume 21 × 27, 72 pages, broché..... 10 NF (vente adhérents ASP 8 NF) (frais d'expédition 0,60 NF)

COMPTE RENDU DE LA DEUXIÈME SESSION D'ÉTUDES 16 et 17 janvier 1958

— I. Inconvénients et incidents de mise en œuvre constatés sur les chantiers. — II. La résistance à la flexion compte tenu de l'effort tranchant. — III. Communications libres

Un volume 21 × 27, 68 pages, broché..... 12,50 NF (vente adhérents ASP 10 NF) (frais d'expédition 0,60 NF)

RÉALISATIONS FRANÇAISES

(Troisième Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte, Berlin, mai 1958)

Un volume 21 × 27, 88 pages, broché..... 6 NF (frais d'expédition 0,60 NF)

Vient de paraître :

COMPTE RENDU DE LA TROISIÈME SESSION D'ÉTUDES 12 et 13 février 1959

— I. Hourdis et plaques. — II. Construction de réservoirs. — Méthodes et circonstances diverses d'exécution. — III. Communications libres

Un volume 21 × 27, 110 pages, broché..... 18 NF (vente adhérents ASP 15 NF) (frais d'expédition 0,90 NF)

En vente à LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

9, rue La Pérouse, PARIS (16^e) — C.C.P. PARIS 8524-12

ANNONCES (suite)

CONCOURS FENÊTRES EN ACIER INOXYDABLE Type 18/8 au chrome-nickel.

Le concours est ouvert à toute personne physique ou morale, fabricant de Menuiserie Métallique, ou industriel intéressé à cette fabrication, de nationalité française.

Les modèles de fenêtres étudiés et réalisés devront convenir à l'un des usages suivants : habitation, bureau, bâtiments scolaires, universitaires ou hospitaliers.

La fenêtre proposée doit être essentiellement en acier inoxydable chrome-nickel type 18/8 pour le dormant, les parties vitrées fixes ou mobiles, à l'exclusion de tout revêtement. Les parties accessoires : coffre, tapées, etc... peuvent être réalisées en un autre matériau.

Les participants devront présenter, d'une part, un dossier de plans et un dossier descriptif pour les différentes dimensions de fenêtres et, d'autre part, un prototype réalisé échelle grandeur.

L'adhésion et la participation au concours seront possibles jusqu'au 5 juin 1960. Les dossiers seront déposés au Secrétariat du Concours, 12, rue de Madrid, Paris (VIII^e), avant la date limite de clôture, fixée au 25 octobre 1960.

Les prototypes réalisés seront déposés au plus tard le 3 novembre 1960 au siège du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment où se réunira le jury d'examen. Les résultats du concours seront proclamés en principe le 1^{er} février 1961 après la date de clôture du concours.

Dotation prix.

Le jury pourra attribuer les prix suivants d'un montant de 5 000 NF :

1 ^{er} prix.....	50 000 NF
2 ^e prix.....	20 000 —
3 ^e prix.....	10 000 —
4 ^e prix.....	5 000 —
5 ^e prix.....	5 000 —
6 ^e prix.....	5 000 —

Le règlement du concours peut être demandé au secrétariat : Chambre Syndicale des Producteurs d'Aciers Fins et Spéciaux, 12, rue de Madrid, Paris (VIII^e). — Tél. : LABorde 83-00, poste 597.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION Norme française NF P 82-201 « août 1959 »

La révision de la norme NF P 82-201 « Ascenseurs et monte-charge électriques ou commandés électriquement. Règles générales de construction et d'installation concernant la sécurité » (1957) a été entreprise à la demande d'un certain nombre d'organismes et de services publics qui souhaitaient voir préciser certains points concernant notamment les installations avec cabine à un ou plusieurs services faisant face à des parois lisses et les cas particuliers envisagés dans la norme pour les installations effectuées dans des locaux industriels.

Par ailleurs, des textes ministériels récents concernant la résistance au feu des matériaux et éléments de construction, ont permis la mise au point de l'article correspondant de la norme relatif aux gaines et aux portes palières.

Parmi ces nouvelles clauses, il y a lieu de noter l'obligation de prévoir pour les installations avec cabine sans porte, un dispositif de protection au seuil destiné à provoquer l'arrêt de l'appareil « quand est introduit entre le seuil de cabine et la paroi de gaine un corps susceptible de se coincer entre eux ». Cette prescription doit être envisagée dans tous les cas où l'utilisateur non spécialisé actionne l'appareil sous sa seule responsabilité, en particulier dans les immeubles d'habitation et les immeubles commerciaux.

Dans ces mêmes immeubles, les cabines à plusieurs services faisant face à des parois lisses, ne peuvent comporter qu'un seul service sans porte.

L'application de la norme NF 82-201 a été rendue obligatoire en application du décret du 24 mai 1941 sur la normalisation, par arrêté du 26 octobre 1959.

L'édition 1959 de la norme NF P 82-201 est en vente à l'AFNOR — Service de diffusion — 19, rue du Quatre-Septembre, Paris (II^e). — Prix : 14 NF (15 NF franco).

SESSION 1959-1960 DES CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

VENDREDI 20 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Conférence sur différents problèmes concernant les installations électriques

par M. R. COMTET, Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique.

MARDI 24 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Société des Ingénieurs Civils de France, l'Association Française des Ponts et Charpentes et la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France

**LE PONT DE TANCARVILLE
CABLES ET CHARPENTE MÉTALLIQUE**

par MM. DELCAMP, Ingénieur en Chef à la Compagnie de Fives-Lille et CHADENSON, Président de la Société Baudin-Chateaufort.

MARDI 31 MAI 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de
Constructions Métalliques de France et l'Association Française des
Ponts et Charpentes

**CHANTIERS D'OSSATURES MÉTALLIQUES
DE PONTS ET BATIMENTS A COLOGNE ET DUSSELDORF**

par M. A. DELCAMP, Ingénieur en Chef à la Compagnie de Fives-Lille.

MARDI 14 JUIN 1960, (1) à 17 h. 30, 7, rue La Pérous

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs
Ciment Armé

DISPOSITIF DE RACCORDEMENT DE L'AUTOROUTE DU SUD AU BOULEVARD PÉRIPHÉRIQUE DE LA VILLE DE PARIS

par M. G. DREYFUS, Ingénieur des Ponts et Chaussées
M. DUBOIS, Ingénieur Directeur des Travaux à la Société
Construction des Batignolles.

MARDI 21 JUIN 1960, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec l'Association Française des Ponts et Charpentes
et la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé

sous la présidence de M. H. DOLLET,
Ingénieur en Chef du département de l'Ain.

PONT DE SERRIÈRES-SUR-AIN

Arc en béton armé de 124,20 m de portée

par MM. J. COURBON, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Directeur des Études à la Société des Grands Travaux de Marseille et A. DEBORNE, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

(1) Au lieu du 28 juin, précédemment prévu pour cette séance.

ANNONCES (fin)

ASSOCIATION NATIONALE INTERPROFESSIONNELLE POUR LA FORMATION RATIONNELLE DE LA MAIN-D'ŒUVRE (A. N. I. F. R. M. O.)

Une information permanente et détaillée sur les moyens de formation et de perfectionnement des cadres dont peuvent disposer les entreprises de toute nature est rendue, chaque jour, plus nécessaire par l'évolution des techniques et la complexité croissante des problèmes de production auxquels elles doivent faire face.

Le Centre d'Études et d'Application pour la Formation des Cadres de l'A. N. I. F. R. M. O., auquel le Ministère du Travail a confié l'étude de ces questions et l'organisation de sessions de formation de cadres d'entreprises avait en 1958 édité, dans ce but, un Répertoire des Organismes de Formation.

Ce « véritable guide pratique du perfectionnement des cadres » a rencontré un succès immédiat auprès des industriels, formateurs, psychologues du travail, conseillers sociaux, qui peuvent y trouver des informations précieuses.

C'est pourquoi, le C. E. A. F. C. a édité à la fin de 1959 un *Additif au Répertoire des Organismes de Formation* qui constitue une mise à jour de ce document et lui confère le caractère d'une véritable documentation périodique indispensable aux chefs d'entreprise qui veulent avant d'agir, posséder une information maximale, comme aux particuliers désireux de se perfectionner ou d'être au courant de l'évolution des sciences humaines appliquées.

Prix du Répertoire : 17,00 NF	Prix de l'Additif : 9,50 NF
franco : 18,95 NF	franco 11 NF
Les deux, franco : 28,90 NF.	

Pour tous renseignements, s'adresser au C. E. A. F. C., 81, rue Miromesnil, Paris (VIII^e). — Tél. : LABorde 84-56.

LES PUBLICATIONS DU CENTRE TECHNIQUE DU BOIS

Réédition du Cahier n° 8 « L'emploi du contreplaqué pour coffrage du béton ».

Le Centre Technique du Bois vient de procéder à une nouvelle réimpression de son Cahier n° 8 qui avait fait l'objet, en janvier 1971, d'un troisième tirage.

Ce Cahier reproduit le texte du « Guide pratique pour l'emploi du contreplaqué coffrage » avec adjonction de quelques photographies. Il contient des instructions générales pour l'emploi des panneaux de coffrage, ainsi que des tableaux et des abaques permettant de déterminer l'épaisseur des panneaux à utiliser. Il est d'un format (21 x 29,7 cm) plus commode pour la consultation au bureau et la conservation des dossiers que le Guide.

On peut se procurer ce Cahier au Centre Technique du B
10, Avenue de Saint-Mandé, Paris (XII^e). Participation aux fi
d'impression 1 NF par exemplaire. Envoi franco contre versement
1,60 NF au compte de chèques postaux du C. T. B. Paris 6670-
Prière de spécifier sur le talon du virement : Commande d'un Cah
n° 8.